

Tampereen ammattikorkeakoulu
Rakennustekniikan koulutusohjelma
Talonrakennustekniikka
Kari Lindberg

Opinnäytetyö

Hallin matalaperustus

Työn ohjaaja DI Raimo Koreasalo, Tampereen ammattikorkeakoulu
Työn tilaaja Rakennustoimisto Pohjola Oy
Tampere 5/2010

Tampereen ammattikorkeakoulu
Rakennustekniikan koulutusohjelma, Talonrakennustekniikka
Tekijä Kari Lindberg
Aihe Hallin matalaperustus
Sivumäärä 47 sivua + 32 sivua (liitteet)
Päiväys 5/2010
Työn ohjaaja DI Raimo Koreasalo, Tampereen ammattikorkeakoulu
Työn tilaaja Rakennustoimisto Pohjola Oy

TIIVISTELMÄ

Työn tavoitteena oli kehittää hallirakennuksen rungolle matalaperustus siten, että alapohja valetaan yhdellä kerralla käyttämällä sokkeleita rakennuksen reunalla valumuotteina. Pilareiden perustukset toteutetaan maanvaraisen laattaan laattavahvistuksina ilman erillisiä perustuksia.

Keskeinen osa työtä käsitti erilaisten staattisten systeemien analyysin. Kaksilaivaisessa rungossa edullisinta on toteuttaa ainoastaan keskilinjän pilarit mastoina. Reunapilarit kannattaa toteuttaa pendeleinä eli molemmista päistä nivellisinä, jolloin anturan rasitukset jäävät pieniksi.

Suunnittelun ja toteutuksen kannalta tärkeitä näkökulmia työssä olivat rakennuksen jäykistäminen vaakakuormille, pilareiden liittäminen laattavahvistuksiin, alapohjan lämmöneristäminen sekä routaeristys.

Tampere University of Applied Sciences
Construction Engineering
Writer Kari Lindberg
subject Shallow foundation of an industrial building
Pages 47 pages +32 pages
Graduation time 5/2010
Thesis supervisor M.Sc. Raimo Koreasalo, Tampere University of Applied Sciences
Co-Operating Company Rakennustoimisto Pohjola Oy

ABSTRACT

The objective of the thesis was to develop a new foundation type for an industrial building. The foundations of columns are integrated with the slab on ground. There is only one cast of concrete using socles as formwork.

Statical systems were important. The column in the middle is useful to design as cantilever in a two bay frame. The columns on sides behave as pendels.

Important factors concerning design and construction were the stability of frames, column- foundation connection and thermal insulation of the floor on ground

Keywords shallow foundation, industrial building, base floor, integrated foundation

Esipuhe

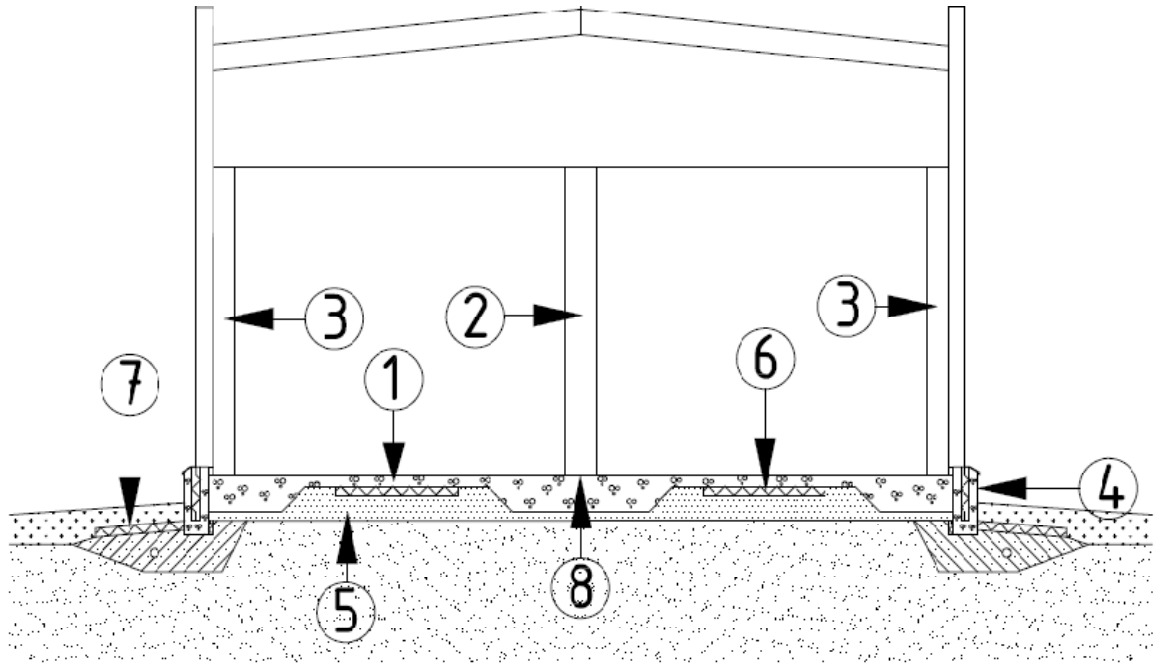
Olen kiitollinen, että sain tehdä opinnäytetyön rakennustoimisto Pohjola Oy:lle.
Erityisesti haluan kiittää hyvistä neuvoista Visa Peltomäkeä ja Juha Metsälää
Rakennustoimisto Pohjola Oy:stä sekä ohjaavaa opettajaani Raimo Koreasaloa
Tampereen ammattikorkeakoulusta. Lisäksi haluan kiittää suuresta avusta ja tuesta
kaikkia perheenjäseniäni.

Sisällysluettelo

1. Johdanto	6
2 Mastojäykisteiset hallirakenteet	10
2.1 Yleistä	10
2.2 Runkorakenteet	10
2.3 Rungon jäykistys vaakakuormille	10
3 Matalaperustus	13
3.1 Yleistä	13
3.2 Matalaperustaminen	14
3.3 Integroitu antura	15
3.4 Sokkelielementit	15
4 Mitoitus	17
4.1 Keskimmäisen anturan koon mitoitus kaksilaivaiseen halliin	18
4.1.1 Kaksilaivainen halli, raskas katto	19
4.1.2 Kaksilaivainen halli, kevyt katto	21
4.1.3 Kaksilaivaisen hallin reunimmaisten anturoiden koon määrittäminen	23
4.2 Raudoitteiden mitoitus	24
4.2.1 Raudoitteet laatan ja laattavahvistuksen leikkauskohdassa	26
4.2.2 Raudoitteet anturassa	28
5 Pilareiden pulttiryhmät	31
5.1 Yleistä	31
5.2 Pulttiryhmien mitoitus	32
6 Lämmön- ja routaeristys	36
6.1 EPS-eriste	36
6.2 XPS-eriste	37
6.3 Kevytsora	39
6.4 SPU- lämmöneristeet	40
6.5 Routaeristys	40
6.6 U-arvon määrittäminen	42
6.7 U-arvo kompensointi periaatteella	44
7 Yhteenveto	46
Lähteet	47

1. Johdanto

Kuvassa 1 on esitetty tämän tutkimuksen kohteena olevan hallimaisen rakennuksen leikkaus. Tämän työn tavoitteena oli kehittää rungolle matalaperustus siten, että alapohja valetaan yhdellä kerralla käyttämällä sokkeleita rakennuksen reunalla valumuottina. Pilareiden perustukset tehdään laattaan vahvistuksina.



Kuva 1. Matalaperustuksen kaikki tärkeät tarkastelukohdat

Suunnittelun ja toteutuksen kannalta tärkeitä ovat rakennuksen jäykistäminen vaakakuormille ja alapohjan lämmöneristys, koska rakennus perustetaan eristeen päälle. Matalaperustuksen idea ja sen tärkeimmät osat ovat kuvassa 1. Seuraavassa tekstissä numerot viittaavat kuvan 1 osien numeroihin.

Maanvaraiseen teräsbetoni-laattaan (1) tehdään pilareita varten anturat laattavahvistuksina. Laattavahvistukset ja laatta raudoitetaan siten, että kaikki rasitukset voidaan välittää.

Pilarin anturana toimii laattavahvistus, siihen liittyvä viiste ja noin 350 mm leveä kaista laattaa. Tätä rakennetta hyödynnetään anturan kaikilla sivuilla lukuun ottamatta ulkoseinälinjaa, jossa laattavahvistus ja laatta liittyvät sokkeli-elementtiin.

Kuvan tapauksessa ainoastaan keskipilari (2) toimii lopullisessa rakennuksessa runkoa jäykistävänä ja vaakakuormia välittävänä osana. Tämä on edullista, koska keskipilarin normaalivoima on kaskilaivaisessa rakennuksessa verraten suuri, mikä auttaa rungon jäykistystä.

Seinälinjojen pilarit ovat lopullisessa rakenteessa molemmista päistään nivelöityjä. Tästä seuraa, että pilarin anturaa kuormittaa pääasiassa normaalivoima. Asennusaikana pilari toimii mastona ja perustusliitosta rasittaa myös pienehkö taivutusmomentti. Täten pilarin perustusliitos toteutetaan jäykkänä. Reunapilarin jäykkyys verrattuna keskipilarin jäykkyyteen on pieni, joten lopullisessa rakenteessa vaakakuormat välittyvät lähes täysin keskipilarille. Reunapilarin anturan suunnittelussa ja asennusaikaisessa tilanteessa voidaan hyödyntää myös sokkelielementtiä, joka liitetään jatkuvalla raudoituksella laattaan ympäri koko rakennuksen.

Pilarit (2 ja 3) voivat olla betonia, terästä tai puuta. Betonirakenteinen runko on yleensä raskas. Sillä on suuri oma paino, minkä seurauksena vaakakuormien vaikutusta kompensoidaan suurella keskipilarin normaalivoimalla ja anturan koko voi olla melko pieni. Vastaavasti teräs- ja puurunkoiset hallit ovat yleensä kevyitä, mistä seuraa vaakakuormia välittävän pilarin anturan kasvaminen suureksi. Tässä tilanteessa laattavahvistuksen omaa painoa sekä ympäröivän laatan painoa voidaan käyttää hyväksi anturan kokoa mitoitettaessa. Seuraavassa tutkimuksessa hallit on sen vuoksi jaettu raskaisiin ja kevyisiin, jolloin erot anturoiden koossa voidaan todeta.

Sokkelielementtejä (4) käytetään hyväksi laatan valussa muotteina. Sokkelielementit varustetaan tartunnoilla laatan tasossa siten, että laatan valu kiinnittyy kauttaaltaan sokkeleihin. Tällöin reuna-anturoita mitoitettaessa voidaan sokkeleita käyttää hyödyksi osana anturan kokoa. Lisäksi asennusaikaista momenttia varten sokkelielementti jäykistää tehokkaasti ja toisaalta lisää vastapainona toimivaa kuormaa pienentäen momentin vaikutusta.

Pintamaan poiston ja tasauksen sekä laattavahvistusten muotoilun jälkeen asennetaan sokkelielementtien saumojen kohdille kevytsoraharkot ja tarpeellinen korkeuden säätö. Sokkelielementit lasketaan harkkojen varaan ja yläosat tuetaan rakennuksen sivusta esimerkiksi pitkillä puilla, joita varten elementteihin voidaan sijoittaa puutiilet tms.

Alapohjan kantava eriste (5) asennetaan. Se voi olla kevytsoraa tai muuta vastaavaa, jonka kantavuus on riittävä tarkasteltavassa tapauksessa. Tarvittavat muut eristeet (6) asennetaan kantavan eristeiden päälle niille alueille, joissa se on tarpeen lämmöneristysmääräysten täyttymiseksi.

Eristeitä ei voida vapaasti sijoittaa anturoiden alle. Sen vuoksi lämmönläpäisykertoimien laskennassa käytetään hyödyksi niin kutsuttua kompensatioperiaatetta, jossa alapohjan sellaisiin osiin, joita voidaan eristää tehokkaasti, sijoitetaan eristettä enemmän ja vastaavasti anturoiden kohdille sijoitetaan vähemmän eristettä. Suunnittelu toteutetaan siten, että alapohja kokonaisuutena täyttää sille asetetut U-arvovaatimukset.

Lämmöneristysvaatimukset kiristyivät vuoden 2010 alussa noin 30 %. Sen seurauksena ei ole mielekästä toteuttaa tarkasteltavaa rakennetta yhdellä eristetyypillä. Paras ja kustannuksiltaan edullisin vaihtoehto saavutetaan yhdistämällä kantavuudeltaan hyvät eristeet (mm. kevytsora) ja eristyskyvyltään hyvät (mm. XPS tai EPS).

Tarvittava routaeristys (7) sijoitetaan rakennuksen ulkopuolelle. Lämmöneristysmääräysten kiristys ei vaikuta routaeristysten määrään merkittävästi, joten sen mitoituksen voi tehdä vakiintuneilla tavoilla eri eristetyypeillä (EPS, kevytsora tms.).

Rakentamisen kannalta merkittävä yksityiskohta on pilarin liittäminen perustukseen (8). Yleensä pilari liitetään peruspulteilla. Niiden tarkka sijoittaminen valuun voi olla vaikeaa. Sen vuoksi tässä työssä on selvitetty mahdollisuutta, että peruspulttien paikat merkitään valun kovetuttua. Pultteja varten porataan reiät, joihin peruspultit juotetaan kemiallisella ankkurilla.

Työssä tuodaan esiin matalaperustuksen suunnitteluidea. Tässä ei käsitellä tarkkaa rakenteellista mitoitusta, vaan jokainen kohde on suunniteltava tapauskohtaisesti. Mitoitus on toteutettu niin, että rakennuskustannuksia voidaan tämän työn tulosten perusteella arvioida riittävällä tarkkuudella. Tässä työssä ei keskitytä kustannusarvioihin.

Muita rakenteeseen liittyviä näkökohtia ovat mm. seuraavat. Laattaan voidaan tehdä kutistumista ohjaavat saumat timanttisahalla valua seuraavana päivänä esimerkiksi kehien etäisyyden puoleen väliin. Sahaussyvyyden ollessa noin yksi kolmasosa laatan paksuudesta mahdollinen kutistumishalkeama ohjautuu sahauksen kohtaan.

Seinän ja yläpohjan rakenne on valittavissa vapaasti.

Rakennuksen pituussuuntainen jäykistys hoidetaan keskilinjalla mastopilareilla. Vaakakuorma jakaantuu kaikille pilareille, joten sekä pilarin että anturan kestävyys on selvä. Ulkoseinien linjalla pituussuuntainen jäykistys hoidetaan seinäelementeillä siinä tapauksessa, että niillä on riittävä kapasiteetti. Jäykistys voidaan hoitaa myös erillisillä seinän tasoon sijoitettavilla vinositeillä tai ristikkorakenteilla.

Yksilaivaisessa rakennuksessa kehiin liittyvät molemmat pilarit ovat mastoja ja vastaavasti anturoiden tulee välittää momenttia. Rakenne otaksutaan sellaiseksi, että vaakakuorma välitetään aina vaakakuorman puoleisella pilarilla toisen kehäpilarin osallistumatta jäykistykseen. Kuorman vaikuttaessa vastakkaisesta suunnasta mastopilari on kehän toisessa päässä. Tämä oletus tehdään sen vuoksi, että pilarit sijaitsevat anturoihin nähden epäsymmetrisesti, jolloin vaakakuorman jakaantuminen pilareille niiden ja anturoiden jäykkyyksien suhteissa on laskennallisesti vaikea. Todellisuudessa molemmat pilarit ottavat osan kuormasta varsinkin, kun sokkielelementit stabiloivat rakennetta tehokkaasti kummankin kehäpilarin anturassa. Yksilaivaisia halleja ei tarkastella tässä työssä.

Hallirakennusta rakennettaessa on otettava huomioon myös monia muita tekijöitä, kuten salaojitus, laatan raudoituksen mitoitus yms. Näitä ei tämän työn yhteydessä lähemmin käsitellä.

2 Mastojäykisteiset hallirakenteet

2.1 Yleistä

Hallirakennuksilla tarkoitetaan yleensä yksikerroksisia teollisuus-, liike- ja varastorakennuksia, joilla on yksinkertainen runkorakenne sekä kohtuullisen pitkät jännevälit. Halleja rakennetaan yksi- tai useampilaivaisina. Hallirakennuksissa käytetään yleensä elementtejä. Hallit on lähes poikkeuksetta rakennettu elementeistä perustuksista ylöspäin. Perustuksetkin voivat olla osittain elementtirakenteisia, mutta yleisempi tapa on tehdä perustukset paikalla valaen.

2.2 Runkorakenteet

Runkorakenteet hallirakennuksissa ovat yleensä betonia, terästä tai puuta. Betoni soveltuu hyvin halleihin sen fysikaalisten ominaisuuksien ansiosta, joista merkittävämpänä voidaan mainita hyvä palonkesto. Teräksellä palonkesto on suojaamattomana riittämätön, jolloin terästä joudutaan suojaamaan palolta palonsuojamateriaaleilla tai ylimitoitamaan vaadittavan palokestoajan saavuttamiseksi

Betonirakenteisen hallin runko on yleensä pilari-palkkirunko, jossa pilarit ovat teräsbetonia ja palkit ovat esijännitettyjä betonipalkkeja. Pilari-palkkirunko käsittää suurimman osan hallirakenteiden rungoista. Pienissä halleissa on myös käytetty pienissä määrin ns. kantavat seinät -järjestelmää.

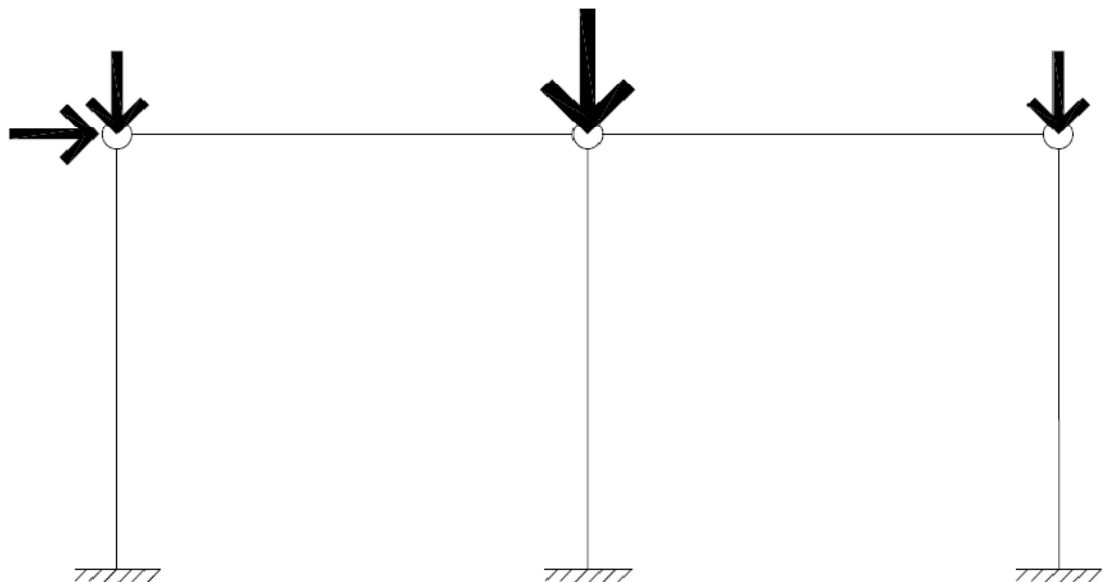
2.3 Rungon jäykistys vaakakuormille

Pilari-palkkirunko jäykistetään yleensä mastojäykistyksellä, jossa pilarit kiinnitetään jäykästi perustuksiin ja mitoitetaan mastoina. Pilarin kiinnitys perustuksiin toteutetaan yleensä käyttämällä niin kutsuttuja peruspultteja. Koska pilari on mitoitettu mastona, voidaan vaakarakenteet tukea pilariin nivelisesti.

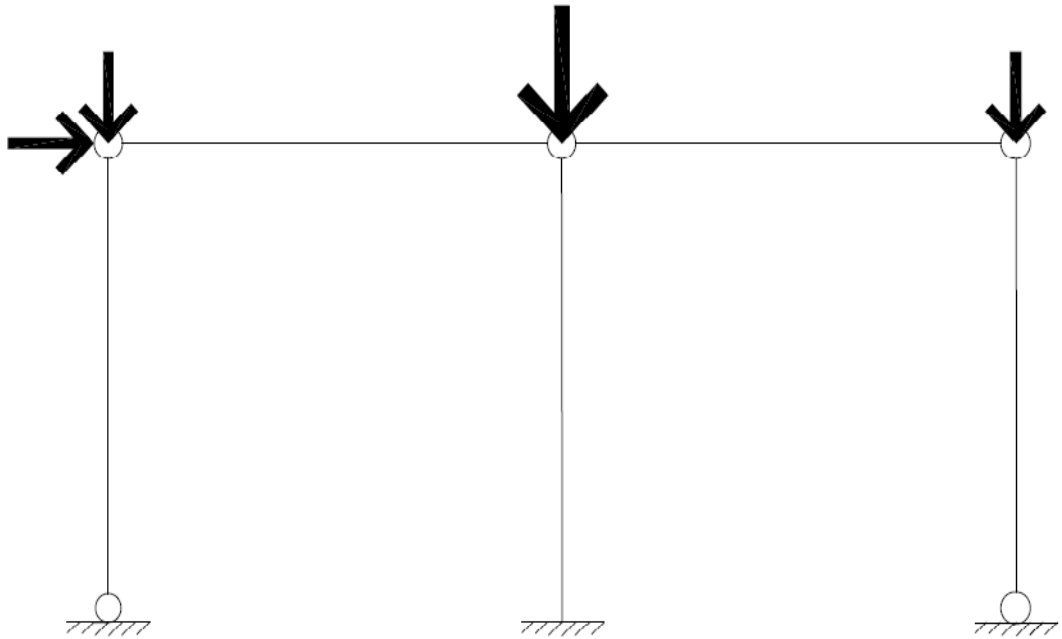
Teräs- ja puurunkoisissa halleissa käytetään yleensä kattorakenteen jäykisteenä vesikaton alapuolelle sijoitettua tuuliristikkoa, jolla vaakakuormat siirretään pilarilinjoiille. Betonielementtirakenteisessa yläpohjassa elementit kiinnitetään toisiinsa joko hitsi- tai juotossaumoin, jolloin kattorakenne muodostaa jäykän levyn, eikä tuuliristikoita tarvita. Esimerkki hallirakennuksen tavallisesta staattisesta mallista on esitetty kuvassa 2.

Useampilaivaisissa halleissa kaikki pilarit mitoitetaan yleensä mastopilareina. Kaksilaivaisessa hallissa kannattaisi harkita kehän jäykistämistä yhden mastopilarin avulla kuvan 3 mukaisesti. Tällöin muut pilarit voidaan mitoittaa nivellisinä molemmista päistä. Tällä tavalla saataisiin pilareiden perustuksia pienemmiksi, sillä mastojäykisteiset pilarit ja niiden perustukset ovat yleensä suuria.

Paras tulos saavutetaan halleissa, joissa on suuri omapaino stabiloivana tekijänä. Kevytrunkoisissa halleissa ongelmaksi muodostuu liian vähäinen stabiloiva voima. Betonirakenteisissa katoissa, joiden omapaino on $5\text{--}6 \text{ kN/m}^2$, stabilointi onnistuu hyvin. Esimerkki hallirakennuksen vaihtoehtoisesta staattisesta mallista on esitetty kuvassa 3.



Kuva 2. Hallin yleinen staattinen malli, jossa kaikki pilarit ovat jäykästi kiinni perustuksissa. Kaikki pilarit ottavat vastaan pysty- ja vaakakuormia.



Kuva 3. Hallin staattinen malli, jossa ainoastaan keskipilari on momenttijäykkä ja reunimmaiset pilarit on molemmista päästä nivellisiä. Reunimmaisiin pilarianturoihin vaikuttaa pääasiassa ainoastaan pystykuorma, mutta niille täytyy tehdä asennusaikainen jäykkätuenta. Keskipilari ottaa vastaan vaakakuormat.

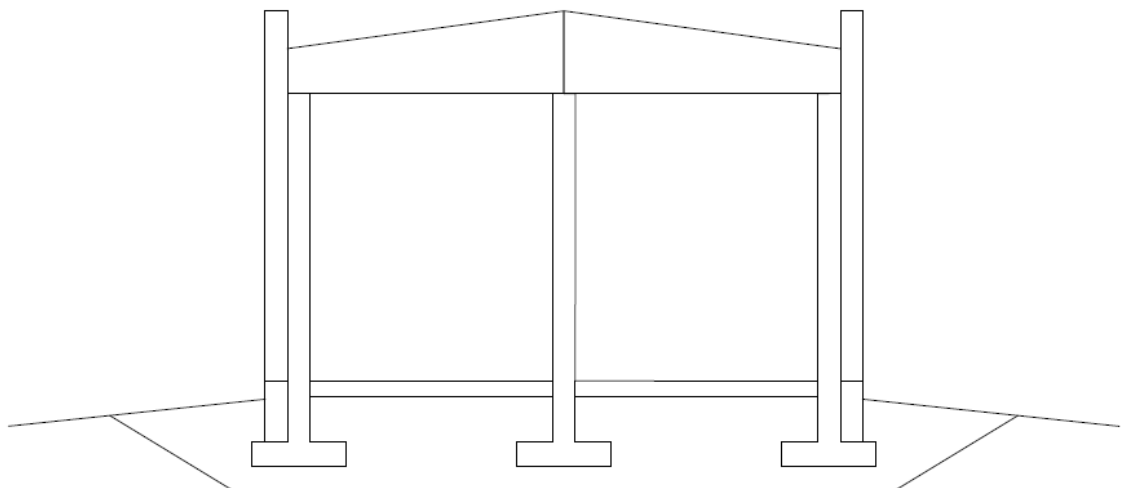
3 Matalaperustus

3.1 Yleistä

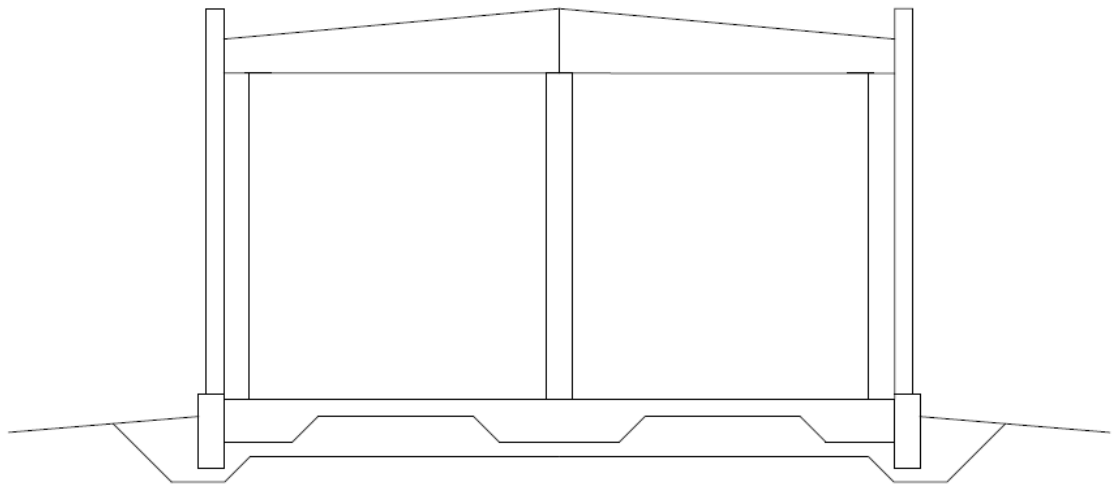
Talonrakennuksessa perustamis- ja pohjarakennuskustannukset ovat normaalisti 5-15 % kaikista rakennuskustannuksista. Perustamiskustannukset ovat edellä mainittua suuremmat hallirakenteilla, varsinkin jos rakennetaan heikosti kantavalle perusmaalle. Perustamissyvyydellä pystytään vähentämään kustannuksia, sillä perustamissyvyyden pienentäminen vähentää kaivu- ja täyttötöiden määrää. Toisaalta perustamissyvyyden pienentäminen lisää routasuojauksen määrää ja sitä kautta myös routasuojauksen kuluja.

Hallirakenteissa anturat tehdään yleensä paikalla valaen, tällöin työn määrä ja kustannukset ovat suuret. Ensiksi pitää kaivaa anturalla kaivanto, minkä jälkeen antura muotitetaan. Tämän jälkeen antura valetaan paikalleen, ja kun betoni on saavuttanut riittävän lujuuden, muotti puretaan. Lopuksi anturakaivanto täytetään täytemaalla. Tämä kaikki vie kohtuullisen paljon aikaa. Kuvassa 4 on esitetty periaatekuva yleisestä halliperustuksesta.

Vaihtoehtoinen tapa tehdä hallin perustukset on perustaa se matalaperustuksella, jolloin kaivu- ja täyttötöiden määrä jää paljon pienemmäksi. Kuvassa 5 on esitetty periaatekuva hallin matalaperustuksesta.



Kuva 4. Yleinen perustamistapa.



Kuva 5. Matalaperustus.

3.2 Matalaperustaminen

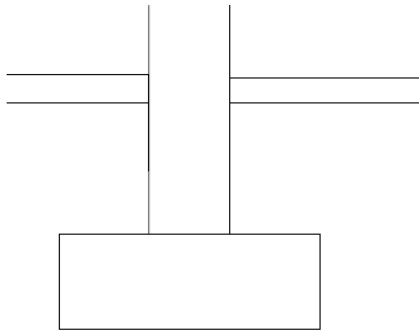
Matalaperustamisella tarkoitetaan yleensä perustamista roudattoman syvyyden yläpuolelle, jolloin routivalla maalla perustusten alla olevan maan routiminen estetään routaeristein. Eräs matalaperustus on maanvarainen laatta laattavahvistuksilla, pelkästään tätä perustusmallia käsitellään tästä eteenpäin ja matalaperustuksella tarkoitetaan tätä mallia tässä työssä.

Matalaperustusta mitoitettaessa tulee ottaa huomioon laatan ja laattavahvistusten yhteistoiminta. Maanvarainen laatta tuo stabiloivan vaikutuksen laattavahvistukselle, joka muodostaa pilarille sekä normaalivoimaa että taivutusmomenttia välittävän anturan.

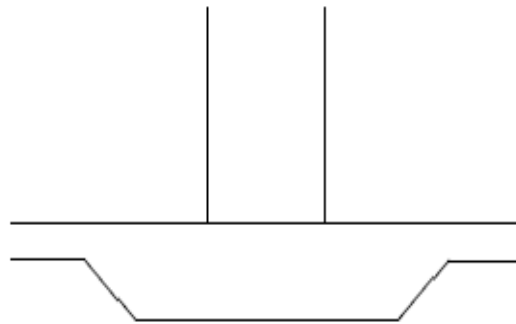
Matalaperustuksen voi olettaa olevan työkustannuksiltaan halvempi, sillä kaivu- ja muottityöt jäävät huomattavasti pienemmiksi. Sokkelielementit muodostavat muotin laatan reunoille, jolloin muottityötä ei tarvita. Mikäli alapohjan eristeenä käytetään kevytsoraa, sillä voidaan muotoilla laattavahvistusten paikat.

3.3 Integroitu antura

Tavallinen antura mitoitetetaan erillisenä rakenteena, joka ei toimi yhdessä maanvaraisen laatan kanssa (kuva 6). Integroitu antura eli maanvaraisen laatan laattavahvistus (kuva 7) toimii yhdessä laatan kanssa, jolloin mitoittaessa otetaan huomioon maanvaraisen laatan aiheuttava stabiloiva vaikutus. Laattavahvistus voidaan tehdä raudoitusta, laatan paksuutta tai raudoitusta ja laatan paksuutta lisäämällä. Laattavahvistusta ei eroteta ympäröivästä laatasta saumoilla. Jatkossa tässä työssä anturalla tarkoitetaan laattavahvistusta.



Kuva 6. Tavallinen antura.



Kuva 7. Integroitu antura missä otetaan huomioon laatan stabiloiva vaikutus

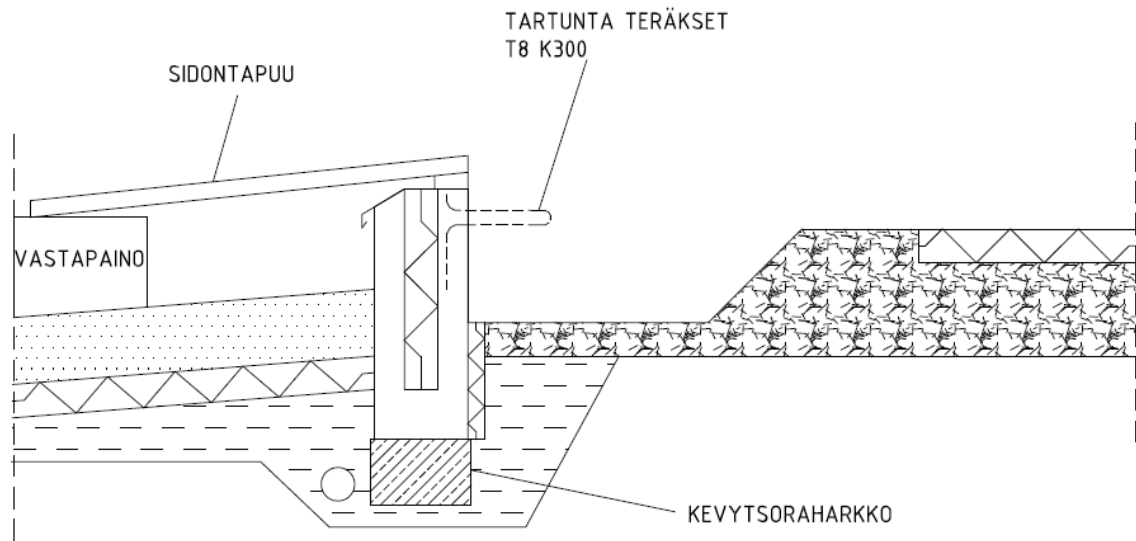
3.4 Sokkelielementit

Sokkelit kannattaa toteuttaa sokkelielementtejä käyttämällä. Sokkelielementtejä saa tilattua kohdekohtaisesti elementtivalmistajalta. Elementtejä asennettaessa niiden saumojen kohdalle asennetaan kevytsoraharkot ja lisäksi harkkojen päälle tarpeellinen korkeuden säätö korokepalojen avulla. Sokkelielementtien yläpintaan kiinnitetään esimerkiksi puutiilet, joihin saadaan kiinnitettyä elementin yläosan vaakatuki.

Vaakatuki voi olla esimerkiksi pitkä puu. Puu tuetaan toisesta päästään esimerkiksi vastapainoon. Elementtejä käytetään muottina betonilaatan valua varten.

Sokkelielementteihin kiinnitetään elementtitehtaalla tarvittavat tartunnat, joilla laatta kiinnittyy sokkeleihin kauttaaltaan. Tällöin reuna-anturoiden kokoa mitoittaessa

voidaan osaa sokkelista käyttää hyväksi, osana anturan pinta-alaa. Kuvassa 8 on esitetty sokkelielementin asennus.



Kuva 8. Sokkelielementin asennuksen havainnekuva.

4 Mitoitus

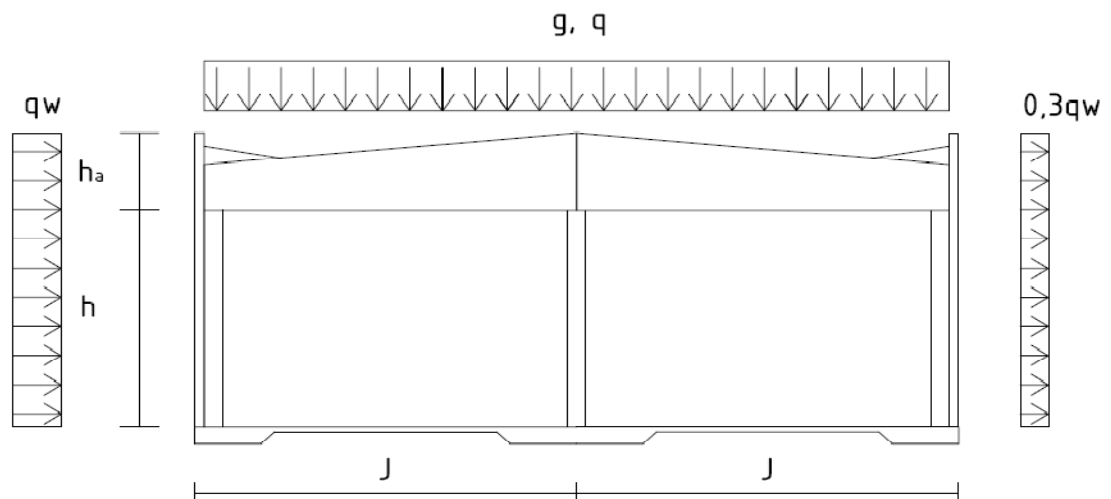
Tässä työssä mitoitus suoritetaan kahdelle erilaiselle tapaukselle:

- kaksilaivaiselle hallille, jossa on raskas katto. Halli on betonirunkoinen ja sen oma paino on 6 kN/m^2
- kaksilaivaiselle hallille, jossa on kevyt katto, Halli on teräs- tai puurunkoinen ja sen oma paino on 0.5 kN/m^2

Raskaalla katolla tarkoitetaan lähinnä betonista tehtyjä ja omalta painoltaan vähintään 5 kN/m^2 painavia kattoja. Kevyellä katolla taas tarkoitetaan lähinnä puusta tai teräksestä tehtyjä ja omalta painoltaan noin $0.5\text{-}1.5 \text{ kN/m}^2$ painavia kattoja.

Mitoitus lähtee liikkeelle anturan koon määrittämisellä. Tämän jälkeen mitoitetaan anturan ja laatan tarvittava raudoitus. Tässä kriittiseksi kohdaksi muodostuu anturan ja laatan liitoskohta sekä itse antura. Nämä kohdat mitoitetaan taivutusmomentille ja leikkausvoimalle.

Mitoitettaessa nykyisin vielä voimassa olevalla Suomen rakentamismääräyskokoelmalla voidaan täyden lumikuorman vaikuttaessa ottaa tuulikuorman vaikutus puolikkaana (0,5) ja päinvastoin. Eurokoodilla mitoitettaessa kuormien yhdistely tehdään samalla periaatteella, mutta eri kertoimella. Eurokoodissa käytettävä kerroin on 0,7. Tässä työssä mitoitus toteutetaan käyttäen Suomessa vielä nykyisin käytössä olevaa periaatetta, eli mitoitus toteutetaan Suomen rakentamismääräyskokoelman mukaan. Kuvassa 9 on esitetty yhteen kehään kohdistuvat kuormat (Suomen rakentamismääräyskokoelma B1, 2-5.)



Kuva 9. Yhteen kehään kohdistuvat kuormat. Omapaino (g), Lumikuorma (q) ja tuulikuorma (q_w)

4.1 Keskimmäisen anturan koon mitoitus kaksilaivaiseen halliin

Anturan kokoa mitoittaessa on löydettävä oikea kuormitustapaus. Tässä työssä kuormitustapauksia on kaksi

1. kuormitustapaus (max. pystykuorma ja min. vaakakuorma)
2. kuormitustapaus (min. pystykuorma ja max. vaakakuorma)

Maksimipystykuorma on

$$N_{max} = (g + q) * k * J, \quad (4.1)$$

jossa

g on rakenteiden oma paino (kN/m^2).

q on lumikuorma (kN/m^2).

k on kehäväli (m).

J on jänneväli (m).

Minimipystykuorma on

$$N_{min} = g * k * J \quad (4.2)$$

Minimivaakakuorma on

$$H_{min} = 0.5 * 1.3 * q_w \left(h_a + \frac{h}{2} \right) * k, \quad (4.3)$$

jossa

q_w on tuulenpaine (kN/m^2).

h_a on rakenteen korkeus pilarin yläpäästä (m).

h on pilarin korkeus (m).

Maksimivaakakuorma on

$$H_{max} = 1.3 * q_w \left(h_a + \frac{h}{2} \right) * k \quad (4.4)$$

4.1.1 Kaksilaivainen halli, raskas katto

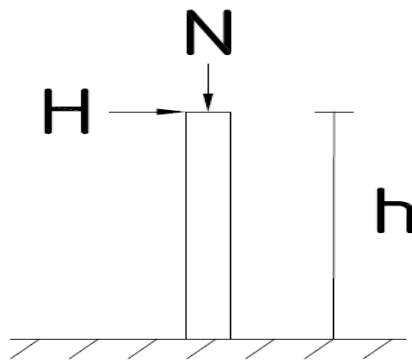
Kuormitustapaus 1 (H_{min} ja N_{max})

Pilarin alapäähän vaikuttava momentti on

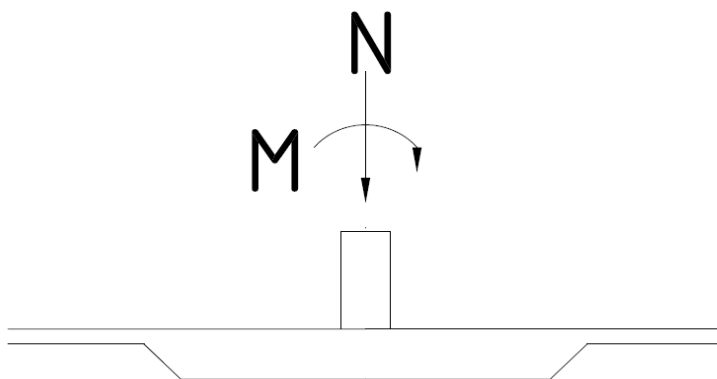
$$M = H_{min} * h \quad (4.5)$$

Kuvassa 10 on esitetty keskimmäisen pilarin yläpäähän kohdistuvat kuormat. Kuvassa 11 on esitty kuinka vaakakuorma muuttuu pilarin alapäässä taivutusmomentiksi.

KESKIPILARI



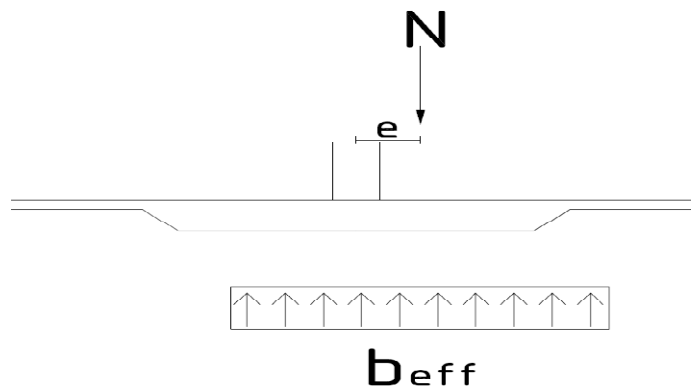
Kuva 10. Keskimmäisen pilarin yläpäähän vaikuttavat kuormat.



Kuva 11. Pilarin alapäähän vaikuttavat voimat M ja N

Momentin kautta saa ratkaistua normaalivoiman N epäkeskeisyyden e , kun voimasysteemi redusoidaan yhdeksi voimaksi. Katso kaava 4.6. Kuvassa 12 on Normaalivoiman epäkeskeisyys.

$$M = N_{max} * e \rightarrow e = \frac{M}{N_{max}} \quad (4.6)$$



Kuva 12. Normaalivoima N ja epäkeskeisyys e , sekä epäkeskeisyyteen e nähden keskeisesti sijoittuva anturan tehollinen pinta-ala b_{eff} .

Oletetaan anturan sivujen mitoiksi L ja $(2/3)*L$. Anturan sivujen mittojen kautta voidaan laskea anturan tehollinen pinta-ala b_{eff} . Katso kaava 4.7

$$N_{max} = \frac{2}{3} * L * p * b_{eff} \rightarrow b_{eff} = \frac{3 * N_{max}}{2 * L * p}, \quad (4.7)$$

jossa

p on maan geotekninen kantavuus

Anturan tehollinen leveys b_{eff} asettuu keskeisesti normaalivoiman sivusiirtymään e nähden. Tämän avulla pystytään laskemaan tarvittava anturan leveys L kaavan 4.8 mukaan.

$$\frac{L}{2} = \frac{b_{eff}}{2} + e \rightarrow L = b_{eff} + 2e \quad (4.8)$$

Käytettäessä anturan mittoina L ja $(2/3)*L$ voidaan mitta L ratkaista yhdellä kaavalla.

Koska

$$b_{eff} = \frac{3 * N}{2 * L * p}$$

ja

$$\frac{L}{2} = \frac{b_{eff}}{2} + e \rightarrow b_{eff} = L - 2e$$

Näistä kahdesta kaavasta tulee yksi kaava.

$$L - 2e = \frac{3*N}{2*L*p} \rightarrow L^2 = \frac{3*N}{2*p} + 2eL \quad (4.9)$$

Merkitään lauseke

$$L^2 - 2eL - \frac{3*N}{2*p} = 0$$

Tämä on toisen asteen yhtälö, mikä ratkeaa muotoon

$$L = e \pm \sqrt{e^2 + \frac{3N}{2P}} \quad (4.10)$$

ja koska

$$e = \frac{M}{N}$$

Voidaan kaava kirjoittaa muotoon

$$L = \frac{M}{N} \pm \sqrt{\left(\frac{M}{N}\right)^2 + \frac{3N}{2P}} \quad (4.11)$$

Kuormitustapaus 2 (H_{max} ja N_{min})

Momentti

$$M = H_{max} * h$$

$$L = \frac{M}{N_{min}} \pm \sqrt{\left(\frac{M}{N_{min}}\right)^2 + \frac{3N_{min}}{2P}}$$

4.1.2 Kaksilaivainen halli, kevyt katto

Kuormitustapaus 1 (H_{min} ja N_{max})

Pilarin alapäähän vaikuttava momentti

$$M = H_{min} * h$$

Anturan koko

$$L = \frac{M}{N_{max}} \pm \sqrt{\left(\frac{M}{N_{max}}\right)^2 + \frac{3N_{max}}{2P}}$$

Kuormitustapaus 2 (H_{max} ja N_{min})

$$M = H_{max} * h$$

$$L = \frac{M}{N_{min}} \pm \sqrt{\left(\frac{M}{N_{min}}\right)^2 + \frac{3N_{min}}{2P}}$$

Yleensä kevytrakenteisissa halleissa kuormitustapaus 2 tulee mitoittavaksi ja hallien anturoista tulee kohtuuttoman suuria. Tämä johtuu suhteellisen pienestä omasta painosta, joka stabiloi anturaa.

Pystykuormaan voidaan lisätä anturan omapaino, mikä pienentää anturan kokoa.

$$N_a = \frac{2}{3} L * L * h_d * 25 \frac{kN}{m^2}, \quad (4.12)$$

jossa

h_d on anturan paksuus.

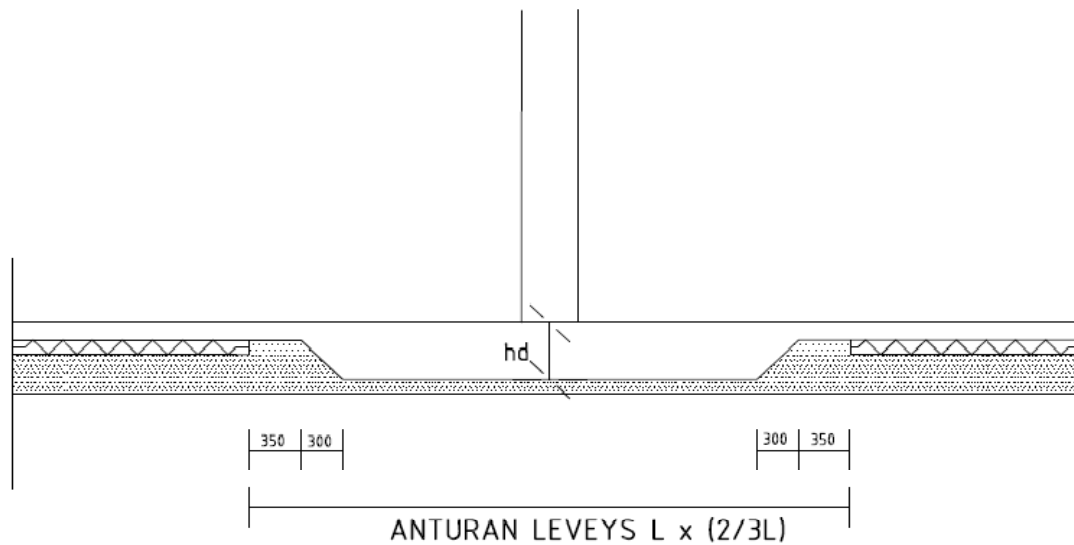
$$N_{min.korj} = N_{min} + N_a \quad (4.13)$$

Anturan koko

$$L_{korj} = \frac{M}{N_{min.korj}} \pm \sqrt{\left(\frac{M}{N_{min.korj}}\right)^2 + \frac{3N_{min.korj}}{2P}}$$

Tarkkaan ottaen anturan omapaino on juuri vain sillä alueella, jossa sen korkeus on h_d . Integroidun anturan leveytenä käytetään mittaa L , joka on noin 1,3 metriä suurempi kuin anturan paksun osuuden leveys. Anturan omapaino on kuitenkin laskettu käyttäen koko mittaa $L * 2/3L$, koska taivutusmomentin vaikuttaessa vedetyllä reunalla laatan paino voitaisiin laskea suuremmalta alalta ja vastaavasti puristetulla reunalla rasitukset jakautuvat oletettua suuremmalle alalle, mikä pienentää maapohjan rasitusta. Kuvassa 13 on esitetty anturan mitojen määräytyminen.

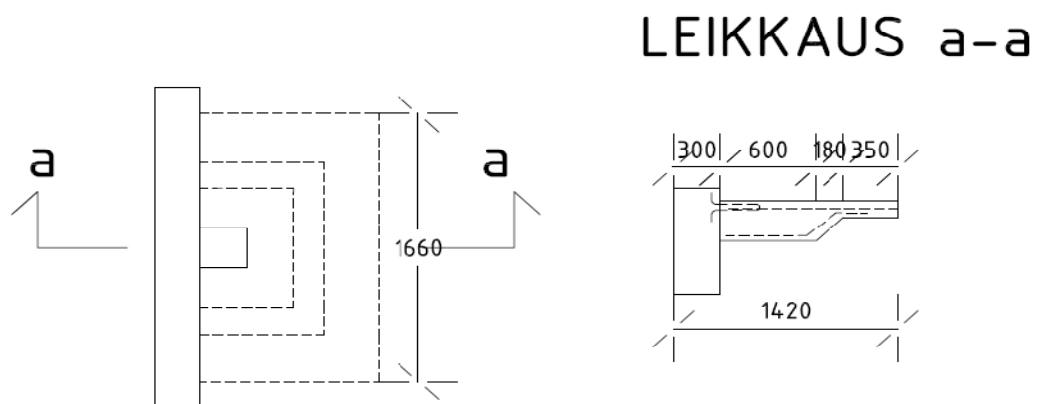
Liitteessä 1 on laskettu joillakin hallin mitoilla anturan kokoja.



Kuva 13. Anturan mitat

4.1.3 Kaksilaivaisen hallin reunimmaisten anturoiden koon määrittäminen

Kaksilaivaisessa hallissa reunimmaisille anturoille tulee käytännössä vain pystykuormaa. Tästä johtuen reunimmaiset anturat pysyvät kooltaan pieninä. Koska sokkelielementti on kiinni anturassa ja sitä ympäröivässä laatussa, voidaan sokkelielementin pinta-alaa laskea mukaan anturan pinta-alaan. Kuvassa 14 on esitetty havainnekuva siitä, kuinka reunimmaisten anturoiden pinta-alaa voidaan määrittää.



Kuva 14. Kuvassa on esitetty reunimmaisen pilarin ympärille valettava antura, jossa käytetään hyväksi sokkelielementin pinta-alaa. Anturan paksun osuuden leveyden täytyy olla minimissään 600 mm.

Pelkästä pystykuormasta johtuen kuormitustapauksia on vain yksi
Kuormitustapaus 1 (max. pystykuorma).

Maksimipystykuorma reunimmaiselle anturalle on

$$N_{max} = 0.5 * k * J * (g + q) , \quad (4.14)$$

jossa

g on rakenteiden oma paino (kN/m^2).

q on lumikuorma (kN/m^2).

k on kehäväli (m).

J on jänneväli (m).

Anturan pinta-alan määrittäminen tehdään seuraavasti

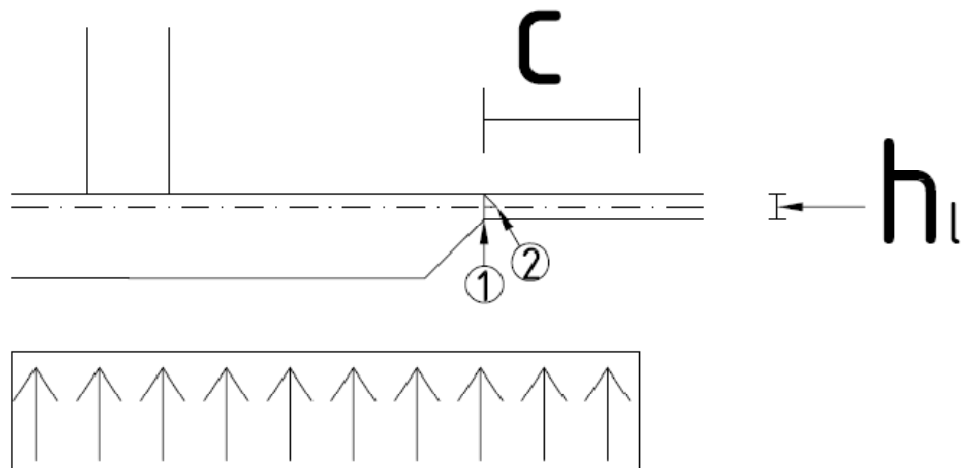
$$\frac{N_{max}}{A} = p \rightarrow A = \frac{N_{max}}{p} , \quad (4.14)$$

jossa

p on maan geotekninen kantavuus (kN/m^2).

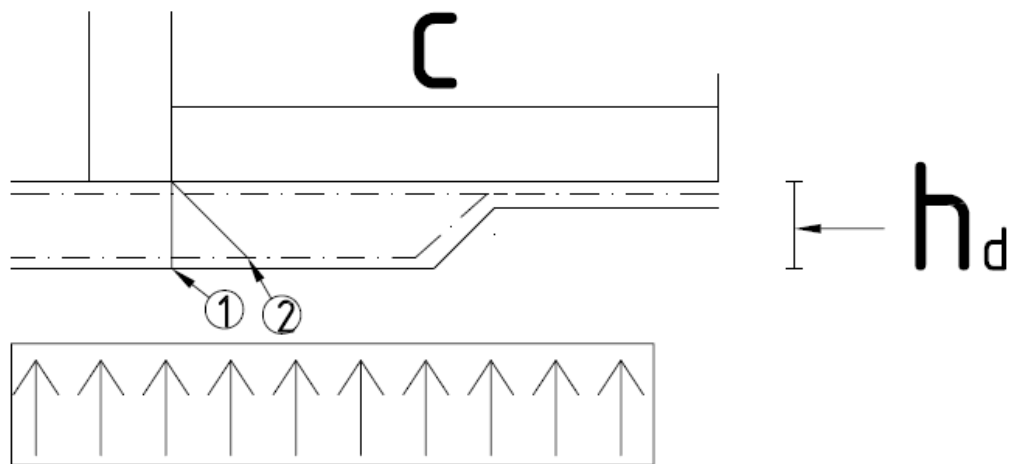
4.2 Raudoitteiden mitoitus

Raudoitteita mitoittaessa on tarkasteltava momentin ja leikkausvoiman vaikutusta kahdessa eri kohdassa. Ensimmäinen on laatan ja anturan leikkauskohta (kuva 15) ja toinen anturan pohjalla (kuva 16). Raudoitteiden mitoitus tehdään metrin kaistalle, mistä johtuen rasituksissa käytetään pieniä kirjaimia.



pd ① $m = \text{MOMENTTI}$
 ② $v = \text{LEIKKAUS}$

Kuva 15. Tarkasteltavat kohdat kun mitoitetaan laatan ja lattavahvistuksen yhtymäkodan raudoitusta.



pd ① $m = \text{MOMENTTI}$
 ② $v = \text{LEIKKAUS}$

Kuva 16. Tarkasteltavat kohdat mitoittaessa anturan raudoitusta

4.2.1 Raudoitteet laatan ja laattavahvistuksen leikkauskohdassa

Laatta mitoitetetaan kuin ulokkeellinen palkki, jonka kuormana on maan murtotilan laskentakantavuus p_d . Mitoitus suoritetaan murtorajatilassa.

Lasketaan pystykuorma N_d murtotilan kuormakertoimilla kaavalla 4.14.

$$N_d = 1.2G + 1.6Q , \quad (4.14)$$

jossa

$$G = k \cdot J \cdot g$$

k on kehäväli (m).

J on jänneväli (m).

g on rakenteiden oma paino (kN/m^2).

$$Q = k \cdot J \cdot q$$

q on lumikuorma (kN/m^2).

Maan geotekninen kantavuus p kerrotaan 1.5:llä siirryttäessä murtorajatilaan. Kaavan 4.15 mukaan.

$$p_d = 1.5p , \quad (4.15)$$

jossa

p on maan geotekninen kantavuus.

Kuormat jaettuna anturan pinta-alalla on oltava alle maan murtotilan laskentakantavuuden. Kaavan 4.16 mukaan.

$$\frac{N_d}{A} \leq p_d , \quad (4.16)$$

jossa

A on anturan pinta-ala (m^2)

p_d sijoitetaan kuormaksi laatalle ja lasketaan momentin ja leikkausvoiman arvot mitoituskohdissa.

Momenttia m mitoittaessa täytyy otaksua ulokkeen mitta c . Tässä työssä otaksutaan c :n arvoksi 350 mm, mikä eri mitoitusapaukset huomioon ottaen on sopiva arvo käytännössä.

Momentti on

$$m = p_d * \frac{c^2}{2} \quad (4.17)$$

Sisäinen momenttivarsi z , kun käytetään laatan keskellä olevaa raudoitusta, on

$$z = \frac{h_l}{2} - 10 \text{ mm} , \quad (4.18)$$

jossa

h_l on betonilaatan paksuus.

Teräksille tuleva veto n_s on.

$$n_s = \frac{m}{z} \quad (4.19)$$

Terästen pinta-ala A_s on.

$$A_s = \frac{n_s}{f_{yd}} , \quad (4.20)$$

jossa

f_{yd} on teräksen laskennallinen vetolujuus.

Mitoitus leikkausvoimalle v . Leikkausvoiman vaikutuskohtaa määriteltessä otetaan huomioon raudoituksen sijainti. Tässä työssä raudoitus otaksutaan laatan keskelle.

$$v = p_d \left(c - \frac{h_l}{2} \right) \quad (4.21)$$

Betonin ominaislujuus vedolle, lujuusluokassa K30, on.

$$f_{ctk} = 0.2 * 30^{\frac{2}{3}} \quad (4.22)$$

Betonin laskentalujuus vedolle, lujuusluokassa K30, on.

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1.5} \quad (4.23)$$

Leikkausraudoittamattoman rakenteen kapasiteetti

$$v_c = 0.3k(1 + 50\rho)f_{ctd} * b_w * d , \quad (4.24)$$

jossa

$$k = 1.6 - d(m) \geq 0.02$$

d on poikkileikkauksen tehollinen korkeus

b_w on 1000 mm

$$\rho = \frac{A_s}{b_w * d} \leq 0.02$$

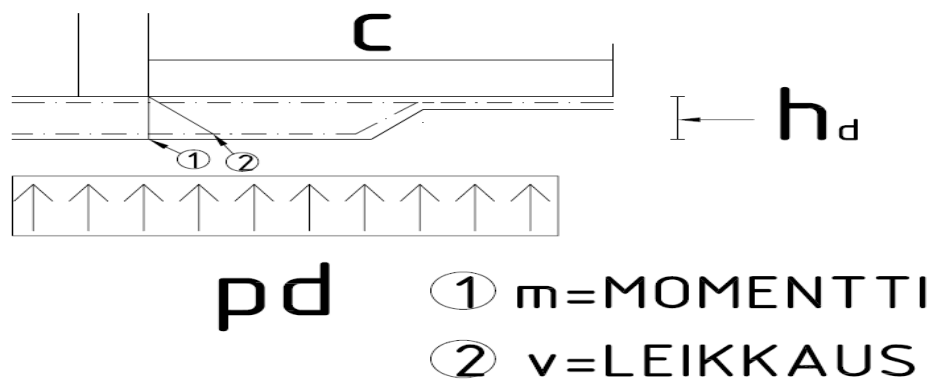
$$v_c \geq v$$

Kun laatta on 120 mm paksu ja raudoitteet ovat keskellä laattaa, tulee c:n optimaaliseksi mitaksi 350 mm, jolloin raudoitukseksi tulee 10 mm:n teräs 150 mm:n välein molemmissa suunnissa.

Liitteessä 2 on laskettu esimerkkitapauksien mukaiset raudoitteet.

4.2.2 Raudoitteet anturassa

Mitoitus tapahtuu kaavoilla 4.14 – 4.24. Kaavaa 4.17 käytettäessä täytyy c:n arvo arvioida uusiksi. Lisäksi kaavaa 4.18 käytettäessä täytyy sisäinen momentti varsi z arvioida uudestaan. Kuvassa 17 on esitetty periaate miten mitan c pystyy määrittämään. Lisäksi kuvassa näkyy leikkausvoiman vaikutuspiste.



Kuva 17. Kuvassa näkyy mitta c:n määrittäminen mitoittaessa anturan alapinnan rautoja. Se ulottuu pilarin ulkoreunasta anturan ulkoreunaan. c:n mitta on $(L/2) - 0.5 * \text{pilarinpaksuus}$.

Lasketaan pystykuorma N_d murtotilan kuormakertoimilla.

$$N_d = 1.2G + 1.6Q$$

Maan geotekninen kantavuus p kerrotaan 1.5:llä siirryttäessä murtorajatilaan.

$$p_d = 1.5p$$

Kuormat jaettuna anturan pinta-alalla on oltava alle maan murtotilan laskentakantavuuden.

$$\frac{N_d}{A} \leq p_d ,$$

Momentti

$$m = p_d * \frac{c^2}{2}$$

Sisäinen momenttivarsi z . Sisäinen momenttivarsi lasketaan alapinnan rautojen keskeltä yläpinnan puristusvyöhykkeen puoleenväliin.

$$z = (h_d - 50 \text{ mm} - 6 \text{ mm}) * 0.9 ,$$

jossa

h_d on anturan paksuus

Teräksille tuleva veto n_s on.

$$n_s = \frac{m}{z}$$

Terästen pinta-ala A_s

$$A_s = \frac{n_s}{f_{yd}} ,$$

Mitoitus leikkausvoimalle v

$$v = p_d(c - (h_d - 50 \text{ mm}))$$

Betonin ominaislujuus vedolle lujuusluokassa K30

$$f_{ctk} = 0.2 * 30^{\frac{2}{3}}$$

Betonin laskentalujuus vedolle lujuusluokassa K30

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1.5}$$

Leikkausraudoittamattoman rakenteen kapasiteetti

$$v_c = 0.3k(1 + 50\rho)f_{ctd} * b_w * d$$

$$v_c \geq v$$

Liitteessä 3 on laskettu esimerkkitapauksien mukaiset raudoitteet anturan alapinnalla.

5 Pilareiden pulttiryhmät

5.1 Yleistä

Pilareiden kiinnittämiseen tarvittavat pulttiryhmät on yksi vaikeista työteknisistä tarkastelu asioista. Perinteisesti käytetään peruspultteja, jotka asennetaan anturaan tai pilarinostoon ennen kuin muotti valetaan betonilla. Betonia valettaessa on kuitenkin tavallista, että peruspultit muuttavat asemaansa vähän. Peruspulttien asemaa pystytään muokkaamaan vielä hetken aikaa valun jälkeen, jolloin ne saadaan oikeille paikoilleen. Matalaperustuksessa pulttien aseman muokkaaminen on kuitenkin vaikeampaa, sillä pultit sijaitsevat keskellä massiivista laattaa, joka valetaan kerralla valmiiksi. Pulttien lähelle pääseminen on tällöin vaikeata, jolloin niiden aseman muuttaminen tulee vaikeaksi.

Yhtenä vartenotettavana vaihtoehtona on asentaa pultit paikoilleen laatan valun jälkeen. Tällöin voitaisiin valaa betonilaatta laattavahvistuksineen ensiksi. Tämän jälkeen, kun betoni on saavuttanut riittävästi lujuutta, voidaan mitata pulttien paikat tarkasti kohdilleen. Mittauksen jälkeen pulteille porataan reiät ja täytetään ne kemiallisella ankkurointimassalla. Reikiin työnnetään kierretangot, jotka toimivat pilareiden kiinnityspultteina. Kemiallisella ankkurointimassalla on hyvät fysikaaliset ominaisuudet. Esimerkkinä on taulukossa 1 esitetty Joints Oy / Soudal Finlandin tuotteen Soudafix VE280-SF ominaisuuksia.

Taulukko 1. Ankkurointimassan Soudafix VE280-SF ominaisuuksia. (Joints 2010)

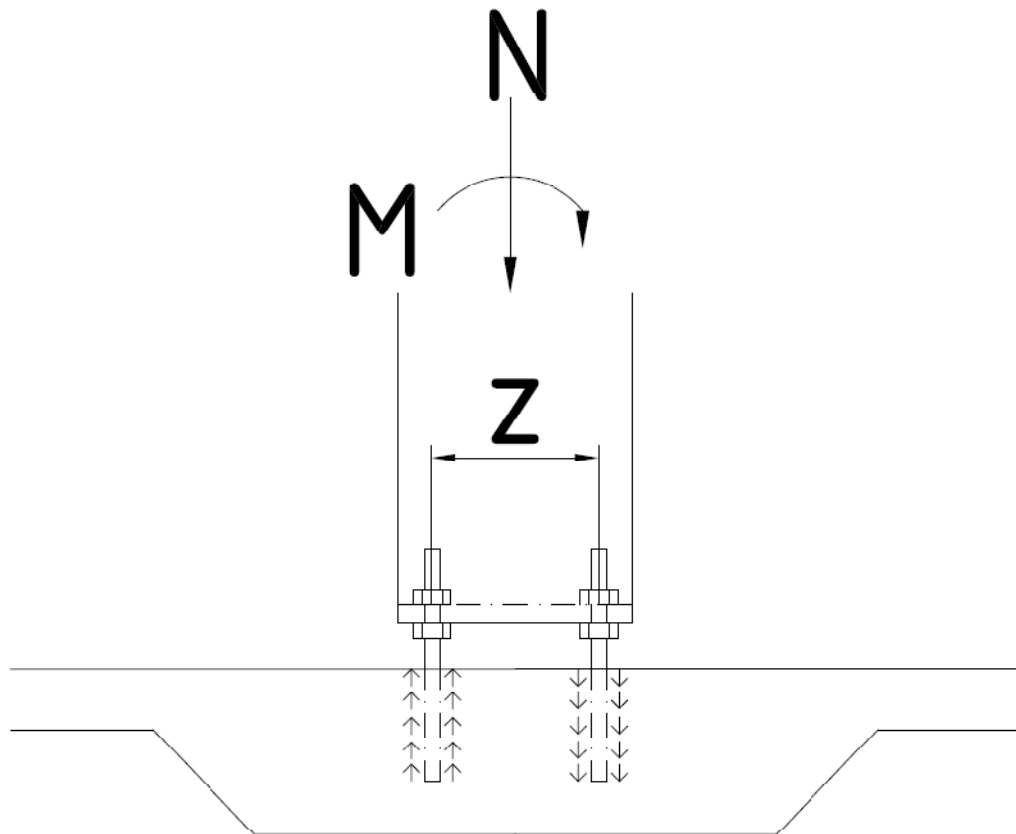
Perusaine: vinyyliesteri – styreenivapaa			
Olomuoto: tahna			
Kuivumistapa: kemiallinen reaktio			
Kuivumisaika kuivalla pinnalla (kuivumisaika x 2 määrellä pinnalla)	Lämpötila	Kuivuminen alkaa	Täysin kuiva
	-5°C	90 min	360 min
	0°C	45 min	180 min
	5°C	25 min	120 min
	10°C	15 min	80 min
	20°C	6 min	45 min
	30°C	4 min	25 min
	35°C	2 min	20 min
Ominaispaino	1.66 g/ml		
Lämpötilankesto	kuivuttuaan +80°C – tilapäisesti +120°C		
Dynaaminen elastisuusmoduuli	1.200 N/mm ²		
Leikkauslujuus	37 N/mm ²		
Puristuslujuus	103 N/mm ²		

Ankkurin halkaisija	d	mm	M12	M16	M20
Poranterän halkaisija	dB	mm	14	18	24
Poraussyvyys	h	mm	110	125	170
Minimi reunaetäisyys	cmin	mm	60	70	90
Minimi reikäetäisyys	smin	mm	110	125	170
Kiristysmomentti	T	Nm	40	60	120
Vetolujuus (betoni)	NRd	kN	19,4	27,7	41,5
Leikkauslujuus (betoni - teräslaatu 5.8)	VRd	kN	18,3	34,6	54

Kemiallista ankkurointimassaa käytettäessä on tärkeää, että porattu reikä on suorassa ja puhdistettu pölystä. Ankkurointimassan ja kierretangon asentamisen jälkeen on odotettava, että massa on kuivunut täysin ennen kuin pilareita saa alkaa asentamaan. Tämä ei kuitenkaan ole ongelma kesäisin, sillä kuivumisajat ovat lyhyitä kesän normaaleissa lämpötiloissa.

5.2 Pulttiryhmiäen mitoitus

Mitoittaessa täytyy löytää tilanne, jossa vedettyyn pulttiin tulee maksimirasitus. Tämä tilanne tulee, kun pystykuorman arvo minimoidaan ja taivutusmomentin arvo maksimoidaan. Mitoituksessa tarkasteltavia kohtia ovat kierretangon ja kemiallisen ankkurointimassan tartuntalujuus, kemiallisen ankkurointimassan ja betonin tartuntalujuus sekä kierretangon vetolujuus. Kuvassa 18 on esitetty pultteihin vaikuttavat kuormat.



Kuva 18. Kuvasta näkyy, kuinka taivutusmomentti aiheuttaa vetoa vasemmalla olevalle pultille, kun taas oikealla olevalle pultille tulee puristusta taivutusmomentin ja normaalivoiman vaikutuksesta.

Pystykuorma on

$$N_k = g * k * J ,$$

jossa

g on rakenteiden oma paino (kN/m²).

k on kehäväli (m).

J on jänneväli (m).

Maksimi vaakakuorma on

$$H_{max} = 1.3 * q_w \left(h_a + \frac{h}{2} \right) * k ,$$

jossa

q_w on tuulenpaine (kN/m²).

h_a on rakenteen korkeus pilarin yläpäästä (m).

h on pilarin korkeus (m).

Mitoitus tapahtuu murtorajatilassa.

Momentti on.

$$M_d = 1.6H_{max} * h \quad (5.1)$$

Taivutusmomentin aiheuttama veto ja puristus yhtä pulttia kohden, tässä työssä pulttiryhmässä on 4 pulttia, lasketaan kaavalla 4.2.

$$N_s = \frac{M_d}{2z}, \quad (5.2)$$

jossa.

z on sisäinen momenttivarsi.

Pystykuorma aliarvioiden on.

$$N_d = 0.9 * N_k \quad (5.3)$$

Pystykuorman aiheuttama puristus yhtä pulttia kohden on.

$$N_p = \frac{N_d}{4} \quad (5.4)$$

Taivutusmomentin ja pystykuorman aiheuttama veto yhtä pulttia kohden on.

$$N_{sp} = N_s - N_p \quad (5.5)$$

Kemiallisen ankkurointimassan ja betonin välinen ankkurointikapasiteetti on

$$f_{bu} = k_b * f_{ctd} * u_s * l_b, \quad (5.6)$$

jossa

k_b on teräksen pinnan laadusta ja tangon sijainnista riippuva tartuntakerroin. Kertoimet on esitetty taulukossa 2.

f_{ctd} on betonin laskennallinen vetolujuus lujuusluokassa K30.

u_s on reiän halkaisija.

l_b on reiän syvyys.

$$f_{bu} \geq N_{sp}$$

Teräksen kapasiteetti vedolle

$$n_s = f_{yd} * A_s , \quad (5.7)$$

jossa

f_{yd} on teräksen laskennallinen vetolujuus.

A_s on yhden pultin pinta-ala.

$$n_s \geq N_{sp}$$

Taulukko 2. Tartuntakerroin k_b :n arvot eri tilanteissa (Suomen rakentamismääräyskokoelma B4, 25).

Tartuntakerroin k_b		
Tartuntatila	A500HW A700HW B500K B600KX B700K	Pyörö- tanko S235JRG2
I Tangon ja vaakata- son välinen kulma (valuasennossa) $\geq 45^\circ$ tai raudoituksen etäisyys rakenteen alapinnasta enintään 300 mm	2,4	1,0
II Raudoituksen etäi- syys alapinnasta yli 300 mm tai rakenteet, joiden ankkurointialueella esiintyy poikittaisesta vedosta aiheutuvaa halkeilua.	1,7	0,7

6 Lämmön- ja routaeristys

Lämmöneristyksen tarkoitus on estää liian suuren lämpövirran kulkeutuminen rakenteen läpi. Lämmöneristeen lämmönjohtavuutta kuvaa λ -arvo, joka ilmoittaa lämpövirran tiheyden jatkuvuustilassa pituusyksikön paksuisen tasa-aineisen ainekerroksen läpi (Suomen rakentamismääräyskokoelma C4, 3.)

Maata vasten perustettaessa lämmöneristeeltä vaaditaan myös hyvä puristuslujuus, jotta eriste kestää rakennuksen aiheuttamat kuormat. Matalaperusteisen hallin alapohjan lämmöneristettä valittaessa tulee kiinnittää huomiota niin kustannuksiin, lämmönjohtavuuteen kuin puristuslujuuteen. Koko rakenteen lämmönläpäisykerroin on U-arvo. Tämä ilmoittaa lämpövirran tiheyden jatkuvuustilassa pituusyksikön paksuisen tasa-aineisen ainekerroksen läpi. Matalaperusteisessa hallissa varteen otettavia lämmöneristevaihtoehtoja ovat EPS- ja XPS -levyt, polyuretaani sekä kevytsora (Suomen rakentamismääräyskokoelma C4, 3.)

Matalaperustuksessa tärkeää on myös routaeristys. Perustusten jäädessä routimattoman syvyyden yläpuolelle tulee käyttää routaeristystä rakennuksen reunoilla. Se estää roudan etenemisen perustusten alle. Rakennuksen kulmien läheisyydessä tarvitaan routaeristystä enemmän kuin rakennuksen sivuilla.

Lämmöneristysmääräykset kiristyivät vuoden 2010 alussa. Kiristyksellä ei kuitenkaan ole vaikutusta routaeristyksen mitoittamiseen.

6.1 EPS -eriste

EPS eli expanded polystyrene on paisutettua polystyreenimuovia. Se ei sisällä ympäristölle tai elimistölle haitallisia aineita tai kaasuja. EPS on umpisoluista muovia, jonka lämmöneristävyys perustuu liikkumattomaan ilmaan. Eriste on suhteellisen edullista ja omaa hyvän λ -arvon. Kuvassa 15 on esitetty Thermisol EPS -eristeiden tekniset ominaisuudet. Eri laaduista parhaiten matalaperustukseen soveltuvat EPS 100 Lattia levyt (Thermisol 2010.)

Matalaperusteisissa halleissa pilareiden kuormat ovat yleensä suuria pitkistä jänneväleistä johtuen, joten anturan alapintaan tulevan lämmöneristeen on kestävä kovaa puristusta. EPS -eristeen pitkäaikainen puristuslujuus on melko pieni. Esimerkiksi EPS 100 Lattia levyn puristuslujuus on 35kPa, joka ei tavanomaisessa tapauksessa riitä käytettäväksi anturan alla. Taulukossa 3 on esitelty Thermisol EPS-eristeiden teknisiä ominaisuuksia (Thermisol 2010.)

Taulukko 3. Thermisol EPS -eristeiden ominaisuudet (Thermisol 2010).

THERMISOL EPS-ERISTEIDEN TEKNISET OMINAISUUDET:

Ominaisuus ja käytettävä testimenetelmä	Lattiaeristeet (1)			
	EPS 60 Lattia	EPS 100 Lattia	EPS 200 Lattia	EPS 300 Lattia
Pituus ja leveys, mm (EN 822:1994)	± 0,6 % tai ± 3	± 0,6 % tai ± 3	± 0,6 % tai ± 3	± 0,6 % tai ± 3
Paksuus, mm (EN 823:1994)	± 2	± 2	± 2	± 2
Suorakulmaisuus, mm/m (EN 824:1994)	± 2	± 5	± 5	± 5
Tasomaisuus, mm/m (EN 825:1994)	± 10	± 30	± 15	± 15
Mittapysyvyys/-tarkkuus (normaalit olosuhteet), mm/m (EN 1603:1996)	± 5	± 5	± 5	± 5
Mittapysyvyys/-tarkkuus (korotettu lämpötila tai kosteuspitoisuus), % (EN 1604:1996)				
Mittapysyvyys/-tarkkuus (korotettu lämpötila ja kuormitus), mm/m (EN 1605:1996)				
Lämmönjohtavuuden ilmoitettu arvo $\lambda_{\text{Declared}}$, W/mK (EN 12667:2001)	0,039	0,036	0,033	0,033
Lämmönjohtavuuden suunnitteluarvo λ_{Design} , W/mK (2) (EN ISO 10456:1999)	0,039 ³⁾	0,036 ³⁾ 0,038 ⁴⁾	0,033 ³⁾ 0,034 ⁴⁾	0,033 ³⁾ 0,034 ⁴⁾
Puristuslujuus 10 %, kPa (EN 826:1996)	≥ 60	≥ 100	≥ 200	≥ 300
Taivutuslujuus, kPa (EN 12089:1997)	100	150	250	450
Pitkäaikainen puristuslujuus, kPa (EN 1606:1996)	≤ 2 % (20 kPa)	≤ 2 % (35 kPa)	≤ 2 % (60 kPa)	≤ 2 % (90 kPa)
Kimmokerroin E, suunnitteluarvo (MPa)	4	8	16	24
Vedenimeytyminen, til-% (EN 12087:1997)		≤ 5	≤ 5	≤ 5
Vesihöyrynläpäisevyys, kg/(m ² sPa) (EN 12086:1997)				
Palo-ominaisuudet, europoluokat *** (EN 11925-2:2002, EN 13823:2002)	D, E, F	D, E, F	D, E, F	D, E, F

6.2 XPS -eriste





Umpisoluihin XPS eli extruded polystyrene on suulakepuristettua polystyreeniä. Kuten EPS -eristeen myös XPS -eristeen lämmöneristävyys perustuu liikkumattomaan ilmaan.

XPS -eristeitä käytetään lämmöneristeinä rakenteissa, jotka ovat alttiina kosteudelle tai suurelle kuormitukselle. Näiden ominaisuuksiensa takia se soveltuu hyvin käytettäväksi matalaperustuksessa (Finnfoam 2010.)

XPS -eristeen λ -arvo on lähes sama kuin EPS -eristeen. Puristuslujuus eristeellä on huomattavasti parempi kuin EPS-eristeellä. Esimerkiksi Finnfoam FL-300 laadun pitkäaikainen puristuslujuus on 150 kPa. Taulukossa 4 on esitelty Finnfoam XPS -eristeiden teknisiä ominaisuuksia (Finnfoam 2010.)

Taulukko 4. Finnfoam XPS -eristeiden tekniset ominaisuudet. (Finnfoam 2010).

Finnfoam-lämmöneristyslevyjen tekniset tiedot

	FL-200		FI-300		FL-300		FK-300	
Paksuus	50, 70		20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 100		50, 60, 70, 80, 100		30, 50	
Pituus x Leveys	2485 x 585		2500 x 600		2485 x 585		2500 x 600	
Reunamuoto	Puolipontti 		Suora 		Puolipontti 		Täyspontti 	
Lämmönjohtavuus [W/(m K)]	<70mm	≥70mm	<70mm	≥70mm	<70mm	≥70mm	30 mm	50 mm
λ Declared	0,035	0,037	0,035	0,037	0,035	0,037	0,032	0,035
λ Design ns. kuivat olosuhteet ⁽¹⁾	0,035	0,037	0,035	0,037	0,035	0,037	0,032	0,035
λ Design Routaeriste (salaojitettu) ⁽²⁾	0,034	0,036	0,034	0,036	0,034	0,036	0,032	0,035
λ Design Routaeriste (salaojittamaton)	0,034	0,036	0,034	0,036	0,034	0,036	0,032	0,035
λ ₂₀	0,030...0,035		0,029...0,035		0,030...0,035		0,029...0,035	
Puristuslujuus lyhytaikainen (kPa)	200		300		300		300	
Puristuslujuus lyhytaikainen 45 vrk:n lässä (kPa)	200		250		250		250	
Puristuslujuus pitkäaikainen (kPa)	100		150		150		150	
Kimmomoduli (kPa)	10000		15000		15000		15000	
Leikkauslujuus (kPa)	300		300		300		300	
Taivutuslujuus (kPa)	500		500		500		500	
Vetolujuus (kPa)			300		300		300	
Veden imeytyminen 28 vrk (t%)	0,1		0,1		0,1		0,1	
Uputus- ja jäädytys (4 vuotta) (t%)	0,4		0,4		0,4		0,4	
CE-merkin mukainen (t%)	<0,7		<0,7		<0,7		<0,7	
Vesihöyryn läpäisevyys [kg/(m s Pa)]	<1,6 x 10 ⁻¹²		<1,5 x 10 ⁻¹²		<1,5 x 10 ⁻¹²		<1,5 x 10 ⁻¹²	
Kapillaarisuus	0		0		0		0	
Paloluokka	F		F		F		F	
Lämpölaajeneminen [mm/(m K)]	0,07		0,07		0,07		0,07	
Sisäilman päästöluokka	M1		M1		M1		M1	
Käyttölämpötila kuormitettuna (C°)	-150...+75		-150...+75		-150...+75		-150...+75	

6.3 Kevytsora

Kevytsora, joka tunnetaan Suomessa paremmin tuotenimellä Leca -sora, valmistetaan kotimaisesta plastisesta savesta polttamalla korkeassa lämpötilassa pitkässä pyörivässä uunissa. Uunin pyörivän liikkeen ansiosta savi muotoutuu pinnaltaan sintrautuneiksi rakeiksi. Rakeet ovat täynnä suljettuja pieniä ilmahuokosia, joiden ansiosta Leca -sora on kevyttä ja eristää lämpöä hyvin. Hyvin tiivistetylle Leca -sora kerrokselle sallitaan 0.2 MN/m^2 laattamainen kuormitus. (Taloon 2010.)

Tässä työssä Leca -soran kantavuutena on käytetty arvoa 0.1 MN/m^2 . Tämä merkitsee, että tämän työn mukaiset anturat ovat kooltaan yliarvioituja.

Eristeen λ -arvo (Taulukko 4) on heikompi kuin XPS- ja EPS -eristeillä. Hinnaltaan Leca -sora on kilpailukykyinen. Päästäkseen tarvittaviin uusien määräyksien U-arvoihin edellytetään Leca -soralta suurta eristepaksuutta. Leca -sora on helppo asentaa eikä sen asentaminen vie paljon aikaa.

Taulukko 4. Leca-soran lämmönjohtavuus (Taloon 2010).

Lämmönjohtavuus

Käyttökohde	Lajite-tunnus	Kosteuspitoisuus (paino-%)	Lämmönjohtavuus ($\lambda_n \text{ W/m}^\circ\text{C}$)
Ylä- ja ala-pohjat	KS820 KS420K	0,5 0,5	0.10 0.10
Maanvaraiset lattiat	KS420P	6,0	0.13
Perustusten routaeristeet	KS420P	30	0.17

6.4 SPU -lämmöneristeet

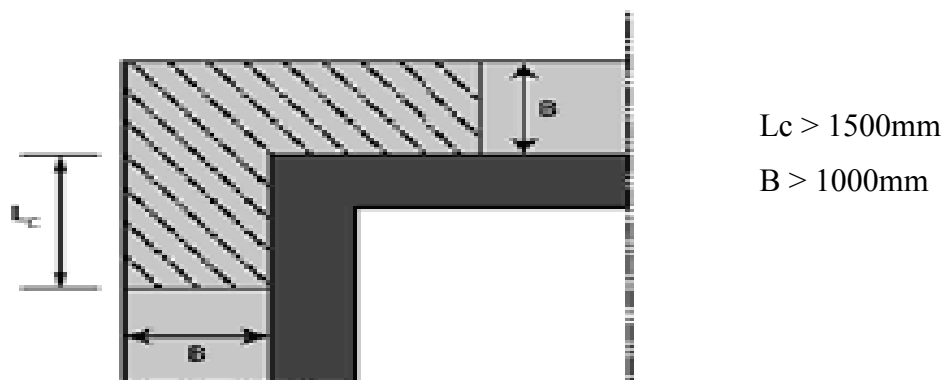
SPU -lämmöneristeet on valmistettu polyuretaanista, joka on tunnettu vaativien kohteiden korkealuokkaisena lämmöneristeinä jo noin 40 vuoden ajan. SPU -lämmöneristeillä on hyvä λ -arvo, valmistaja lupaa λ -arvoksi 0.026 W/mK. Levyille sallitaan puristusta 100 kPa. SPU -lämmöneristeitä voisi käyttää betonilaatan alla lämmöneristeinä niiden loistavan lämmöneristyskyvyn vuoksi. Hinnaltaan se on kallein tässä työssä käsiteltävistä vaihtoehdoista, mutta sitä ei tarvitse niin suuria määriä.

6.5 Routaeristys

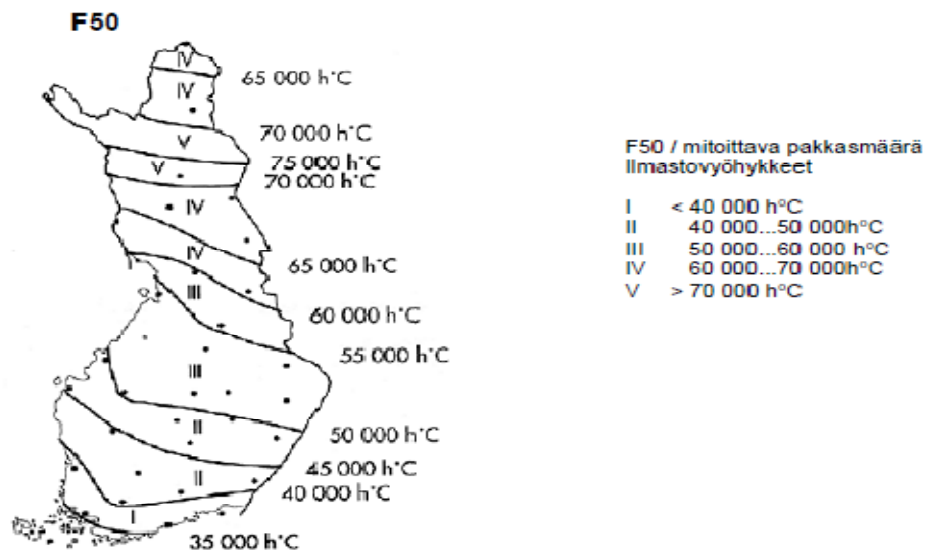
Routaeristeeksi soveltuu niin EPS- ja XPS -eristeet, polyuretaani kuin myös Leca -sora. Kaikilla näillä eristeillä ovat erilaiset routimista estävät ominaisuudet, jolloin eristepaksuuksia muuttamalla päästään riittävään routasuojaukseen. Kaikilla routaeristeeksi soveltuvien materiaalien valmistajilla on yksityiskohtaiset ohjeet routaeristuksen mitoittamiseksi, niitä ei tässä yhteydessä käsitellä.

Suomessa rakennuksien routasuojauksen mitoituksessa käytetään kerran 50 vuodessa toistuva pakkasmäärää F50, jonka arvo on eri osissa Suomea esitetty kuvassa 20.

Rakennuksen nurkissa routasuojauksen eristevahvuutta kasvatetaan 1.5 m:n matkalla (kuva 19). Eristeen etäisyys B seinälinjasta on vähintään 1000 mm ulospäin.



Kuva 19. Routaeristeiden sijoitus nurkissa (Suomen rakentamismääräyskokoelma C4, 18).



Kuva 20. Mitoittavat pakkasmäärät ja ilmastovyöhykkeet .

Taulukosta 5 selviää eri ilmastovyöhykkeissä Leca -sorasta tehdyn routaeristeen paksuus.

Taulukko 5. Leca -soran tarvittavat eristepaksuudet routasuojauksessa. Esimerkiksi Tampere kuuluu ilmastovyöhykkeeseen 2, jolloin eristepaksuudet ovat seinälinjalla 230 mm ja ulkonurkissa 320 mm. Myös muut eristemateriaalit kuten EPS, XPS ja polyuretaani soveltuvat routaeristeeksi. (Taloon 2010).

Maanvarainen alapohja, eristeleveys 1m			
	Ilmastovyöhyke		
	I	II	III
Leca-sora KS420P	eristyspaksuus, mm		
Seinälinja	180	230	350
Ulkonurkka	250	320	490

6.6 U-arvon määrittäminen

Suomen rakentamismääräyskokoelman (RakMk) osa C3 määrittää vaadittavat U-arvot erilaisille rakenteille. Siitä löytyvät vaadittavat U-arvot myös maanvastaiselle alapohjalle lämpimässä ja puolilämpimässä rakennuksessa.

- lämmin tila (sisälämpötila vähintään + 17 °C) $U=0.16 \text{ W/m}^2\text{K}$
- puolilämmin tila (sisälämpötila välillä + 5...+ 17 °C) $U=0.24 \text{ W/m}^2\text{K}$ (Suomen rakentamismääräyskokoelma C3,7)

RakMk osa C4 määrittelee U-arvon laskentatavan.

$$U = 1 / R_T, \quad (6.1)$$

jossa R_T on alapohjan kokonaislämmönvastus. Se voidaan laskea kaavalla:

$$R_T = R_{si} + R_1 + R_2 + \dots + R_m + R_g + R_b + R_{q1} + R_{q2} + \dots + R_{qn} + R_{se}, \quad (6.2)$$

jossa

$R_1 = d_1 / \lambda_1$, ainekerroksen 1 lämmönvastus (d_1 on ainekerroksen paksuus ja λ_1 lämmönjohtavuus)

$$R_2 = d_2 / \lambda_2 \dots$$

$$R_m = d_m / \lambda_m$$

d_1, d_2, \dots, d_m ainekerroksen 1, 2, ...m paksuus (m)

$\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_m$ ainekerroksen 1, 2, ...m lämmönjohtavuuden suunnittelu-arvo, esim. normaalin lämmönjohtavuus (W/mK)

R_g rakennusosassa olevan ilmakerroksen lämmönvastus ($\text{m}^2\text{K/W}$)

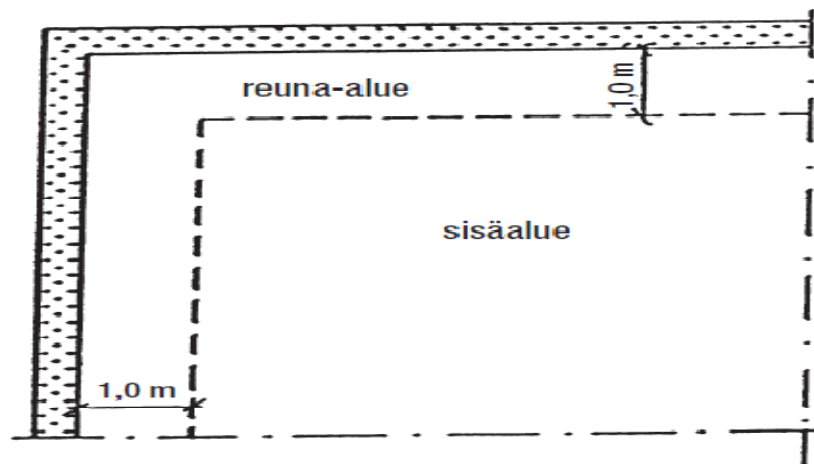
R_b maan lämmönvastus

$R_{q1}, R_{q2}, \dots, R_{qn}$ ohuen ainekerroksen 1, 2, ... n lämmönvastus

$R_{si} + R_{se}$ sisä- ja ulkopuolisen pintavastuksen summa

Maanvaraisessa alapohjassa maan lämmönvastus R_b sisältää ulkopuolisen pintavastuksen R_{se} . Alapohja jakautuu kahteen eri alueeseen (kuva 21), sisä- ja reuna-alue. Taulukossa 6 on määritelty R_b :n arvot eri alueilla. Taulukossa 7 on esitetty

pintavastusten R_{si} ja R_{se} arvot eri tapauksissa. (Suomen rakentamismääräyskokoelma C4,5.)



Kuva 21. Alapohjan aluejako (Suomen rakentamismääräyskokoelma C4,18).

Taulukko 6. Maan lämmönvastukset R_b perustusten ja alapohjan ollessa pysyvästi kuivattu (Suomen rakentamismääräyskokoelma C4,19).

Maa-aines	Normaalinen lämmönjohtavuus λ_n W/m K	Maan lämmönvastus R_b m^2K/W			
		Perusmaa alapohjan alla		Perusmuurin viereinen maa	
		reuna-alue	sisä-alue	reuna-alue	sisä-alue
1	2	3	4	5	6
Savi					
Hiekka ja sora, salaajittettu	1,4	0,8	3,20	0,40	1,60
Hiesu ja hieta					
Hiekka ja sora, salaajittamaton	2,3	0,50	2,00	0,25	1,00
Moreeni					
Kallio	3,5	0,30	1,20	0,15	0,60

Taulukko 7. Sisä- ja ulkopuolinen pintavastus R_{si} ja R_{se} (Suomen rakentamismääräyskokoelma C4,16).

Sisäpuolinen pintavastus R _{si} , (m ² · K)/W			Ulkopuolinen pintavastus R _{se} , (m ² · K)/W		
Lämpövirran suunta					
vaakasuora	ylöspäin	alaspäin	vaakasuora	ylöspäin	alaspäin
0,13	0,10	0,17	0,04	0,04	0,04

6.7 U-arvo kompensointiperiaatteella

Kiristyneiden U-arvo vaatimusten seurauksena maanvaraisen laatan eristemäärät kasvavat aiempaan verrattuna. Esimerkiksi EPS -eristeellä ei taas ole riittävää puristuslujuutta, jotta sitä voisi käyttää eristeenä anturan alla. Mahdollisimman edullisen lämmöneristyksen ratkaisemiseksi yksi vaihtoehto on U-arvon määrittäminen kompensointioperiaatteella. Tämä tarkoittaa sitä, että jokin alue alapohjassa on määräystasoa vähemmän eristetty ja tämä kompensoidaan eristämällä muita alueita enemmän.

Kompensoitu U-arvo voidaan laskea kaavalla 6.3.

$$\Sigma U = \frac{U_1 \cdot A_1 + U_2 \cdot A_2 + U_3 \cdot A_3 \dots}{(A_1 + A_2 + A_3 \dots)}, \quad (6.3)$$

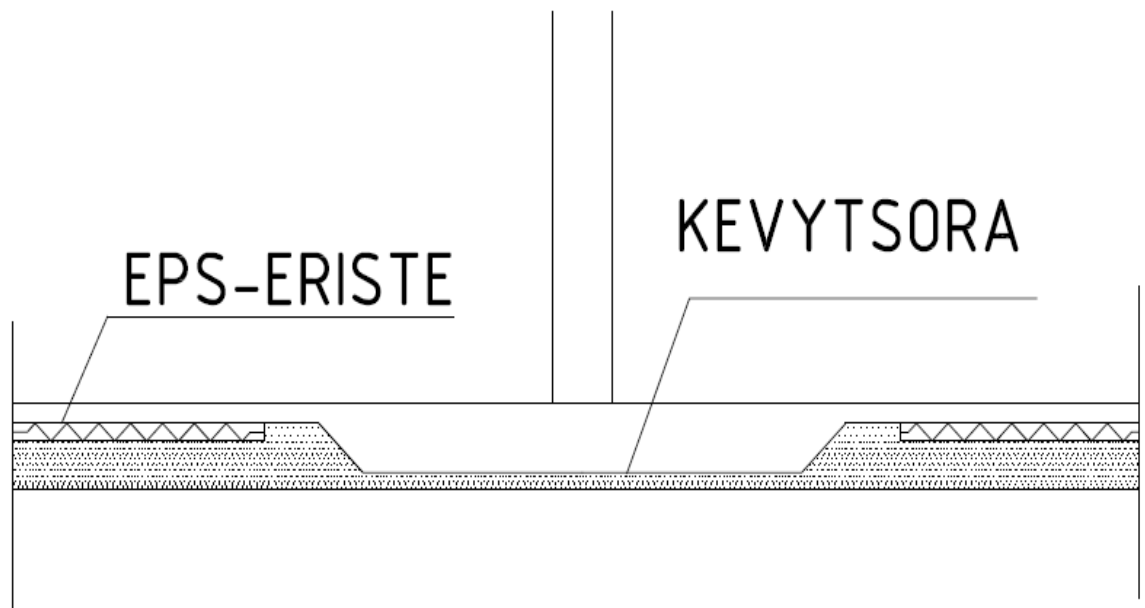
jossa

U_1, U_2, U_3 ovat alueiden laskennallisia U-arvoja ($1/R_T$)

A_1, A_2, A_3 ovat alueiden pinta-alat

Tällä laskentatavalla voidaan valita anturan alle riittävän puristuslujuuden omaava lämmöneriste. Laatan alle voidaan sijoittaa pienemmän puristuslujuuden omaava lämmöneriste, jolla puolestaan on hyvä λ -arvo, millä kompensoidaan anturan alla olevaa heikompaa lämmöneristystä. Esimerkiksi anturan alle sijoitetaan Leca -soraa ja laatan alle EPS -eristettä ja Leca -soraa kuvan 22 mukaisesti.

Kuvasta 22 nähdään myös mitä matalaperustuksessa tarkoitetaan anturan leveydellä L. Se sisältää pilarin läheisyydessä olevan laattavahvistuksen ja siihen liittyvät viisteet (kuvassa 300 mm). Pisteiden kaltevuudeksi on otaksuttu 1:1. Anturan kantavuutta laskettaessa on lisäksi käytetty hyväksi laattaa 350 mm leveältä kaistalta ympäri anturan. Sen vuoksi tällä alueella ei ole EPS -eristettä. Tämä on otettu huomioon kompensoatio laskelmissa. Todellisuudessa anturan paksuimman osan leveys on luokkaa 1.3 m pienempi kuin laskelmien anturan leveys L. Tämä pienentää anturoiden betonin määrää merkittävästi.



Kuva 22. Anturan alla on hyvin puristusta kestävää, mutta heikommin lämpöä eristävää kevytsoraa. Laatan alla, missä ei ole suurta kuormaa, on hyvin lämpöä eristävää EPS-eristettä ja kevytsoraa.

Liitteessä 4 on esitetty kolme esimerkkiä maanvaraisen alapohjan kompensaatio laskelmista, joiden tuloksena alapohjan U-arvo täyttää vaatimuksen. Kaikissa laskelmissa on kantavana eristeenä käytetty samaa määrää kevytsoraa. Lisäeristeen tyyppi ja määrä vaihtelevat.

Lisäksi laskelmissa on arvioitu eristeiden materiaalikustannukset (Taloon 2010). Työkustannukset on jätetty pois, koska ne ovat kaikissa tapauksissa suunnilleen samat. Edullisen eristevaihtoehto on EPS -eriste. XPS -eristevaihtoehto osoittautui 30 % kalliimmaksi ja polyuretaani vaihtoehto 100 % kalliimmaksi.

Liitteessä 5 on esitetty puolilämpimän tilan vaadittavat eristevahvuudet. Puolilämpimässä tilassa ainoa järkevä lämmöneriste on Leca -sora.

7 Yhteenveto

Työn tavoitteena oli kehittää hallirakennuksen rungolle matalaperustus. Työssä päädyttiin käyttämään perustuksena maanvaraista laattaa laattavahvistuksilla. Kaksilaivaisessa hallissa keskimäinen pilarilinja jäykistää rakennuksen vaakakuormille, ja reunapilarit toimivat molemmista päistään nivellisinä.

Työssä tarkasteltiin kahta eri hallityyppiä niin sanottuja kevytrunkoisia ja raskasrunkoisia halleja. Raskasrunkoisissa halleissa rungon jäykistäminen vaakakuormille onnistuu paremmin, kuin kevytrunkoisissa halleissa, sen suuremman stabiloivan pystykuorman ansiosta.

Lämmöneristeenä voi käyttää erilaisia lämmöneristeiden yhdistelmiä. Parhaimpana lämmöneristeenä laattavahvistusten alla toimii Leca -sora sen hyvän puristuslujuuden ansiosta. Betonilaatan alla voi käyttää heikommin puristusta kestävä, mutta paremmin lämpöä eristävää lämmöneristettä. Leca -soralla pystyy vaivattomasti muotoilemaan laattavahvistusten kohdat.

Laatan ja laattavahvistusten valumuottina käytetään sokkelielementtejä, missä on tartunnat elementtien liittämiseksi betonilaattaan kauttaaltaan. Pilarit voidaan liittää laattavahvistuksiin joko perinteisesti peruspultteja käyttämällä tai vaihtoehtoisesti poraamalla, valun saavutettua riittävän lujuuden, perustukseen reiät ja ankkuroida kierretangot laattavahvistukseen käyttämällä kemiallista ankkurointimassaa.

Tämän työn perusteella hallirakennuksen matalaperustus on valmis kokeiltavaksi käytännössä.

Lähteet

Finnfoam 2010. [www-sivu]. [viitattu 16.2.2010].

Saatavissa: <http://www.finnfoam.fi>

Thermisol 2010. [www-sivu]. [viitattu 12.2.2010].

Saatavissa: <http://www.thermisol.fi>

Joints 2010. [www-sivu]. [viitattu 16.2.2010].

Saatavissa: <http://www.jointslr.fi/products.php?id=88&catid=30>

Suomen rakentamismääräyskokoelma B1. [www-sivu]. [viitattu 5.4.2010].

Saatavissa:

<http://www.ymparisto.fi/default.asp?contentid=321569&lan=fi#a1>

Suomen rakentamismääräyskokoelma B4. [www-sivu]. [viitattu 14.4.2010].

Saatavissa:

<http://www.ymparisto.fi/default.asp?contentid=321569&lan=fi#a1>

Suomen rakentamismääräyskokoelma C3. [www-sivu]. [viitattu 22.3.2010].

Saatavissa:

<http://www.ymparisto.fi/default.asp?contentid=321569&lan=fi#a1>

Suomen rakentamismääräyskokoelma C4. [www-sivu]. [viitattu 25.3.2010].

Saatavissa:

<http://www.ymparisto.fi/default.asp?contentid=321569&lan=fi#a1>

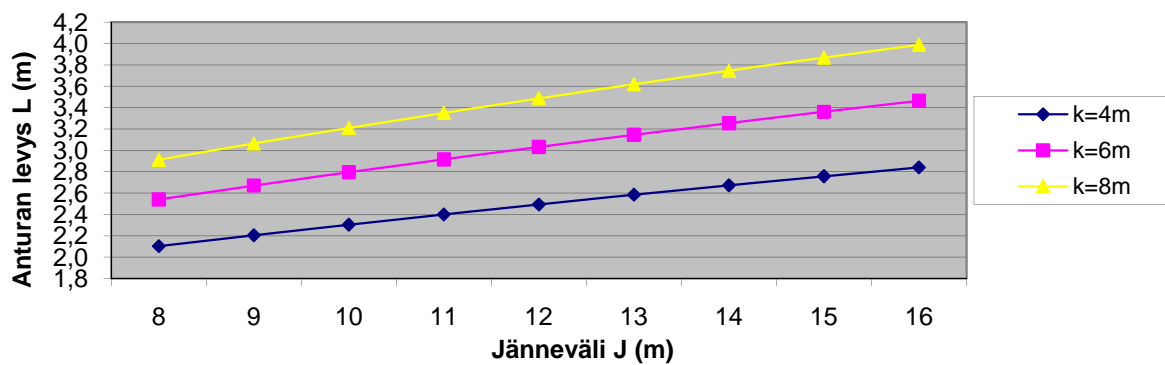
Taloon 2010. [www-sivu]. [viitattu 1.3.2010].

Saatavissa: <http://www.taloon.com>

Oma Paino $g=$	6	kN/m ²	Lumikuorma $q=$	2	kN/m ²
Tuulenpaine $q_w=$	0,6	kN/m ²	Maan geot. kant.=	100	kNm ²
korkeus pilarin yläpäästä $a=$	2	m	Pilarin korkeus $h=$	5	m

k	J	Nmax	Mmin	L	Nmin	Mmax	L	Määrittävä L
4	8	256	35,1	2,1	192	70,2	2,1	2,1
4	9	288	35,1	2,2	216	70,2	2,2	2,2
4	10	320	35,1	2,3	240	70,2	2,2	2,3
4	11	352	35,1	2,4	264	70,2	2,3	2,4
4	12	384	35,1	2,5	288	70,2	2,3	2,5
4	13	416	35,1	2,6	312	70,2	2,4	2,6
4	14	448	35,1	2,7	336	70,2	2,5	2,7
4	15	480	35,1	2,8	360	70,2	2,5	2,8
4	16	512	35,1	2,8	384	70,2	2,6	2,8
6	8	384	52,7	2,5	288	105,3	2,5	2,5
6	9	432	52,7	2,7	324	105,3	2,6	2,7
6	10	480	52,7	2,8	360	105,3	2,6	2,8
6	11	528	52,7	2,9	396	105,3	2,7	2,9
6	12	576	52,7	3,0	432	105,3	2,8	3,0
6	13	624	52,7	3,1	468	105,3	2,9	3,1
6	14	672	52,7	3,3	504	105,3	3,0	3,3
6	15	720	52,7	3,4	540	105,3	3,0	3,4
6	16	768	52,7	3,5	576	105,3	3,1	3,5
8	8	512	70,2	2,9	384	140,4	2,8	2,9
8	9	576	70,2	3,1	432	140,4	2,9	3,1
8	10	640	70,2	3,2	480	140,4	3,0	3,2
8	11	704	70,2	3,4	528	140,4	3,1	3,4
8	12	768	70,2	3,5	576	140,4	3,2	3,5
8	13	832	70,2	3,6	624	140,4	3,3	3,6
8	14	896	70,2	3,7	672	140,4	3,4	3,7
8	15	960	70,2	3,9	720	140,4	3,5	3,9
8	16	1024	70,2	4,0	768	140,4	3,6	4,0

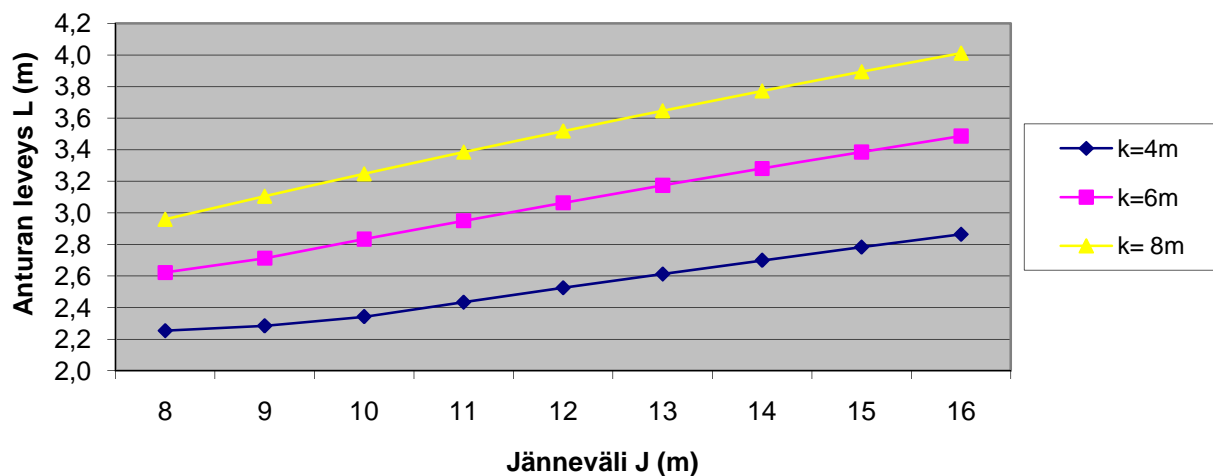
Anturan leveys hallin korkeus 5m



Oma Paino $g=$	6	kN/m ²	Lumikuorma $q=$	2	kN/m ²
Tuulenpaine $q_w=$	0,6	kN/m ²	Maan geot. kant.=	100	kNm ²
korkeus pilarin yläpäästä $a=$	2	m	Pilarin korkeus $h=$	6	m

k	J	Nmax	Mmin	L	Nmin	Mmax	L	Määäävä L
4	8	256	46,8	2,2	192	93,6	2,3	2,3
4	9	288	46,8	2,2	216	93,6	2,3	2,3
4	10	320	46,8	2,3	240	93,6	2,3	2,3
4	11	352	46,8	2,4	264	93,6	2,4	2,4
4	12	384	46,8	2,5	288	93,6	2,4	2,5
4	13	416	46,8	2,6	312	93,6	2,5	2,6
4	14	448	46,8	2,7	336	93,6	2,5	2,7
4	15	480	46,8	2,8	360	93,6	2,6	2,8
4	16	512	46,8	2,9	384	93,6	2,7	2,9
6	8	384	70,2	2,6	288	140,4	2,6	2,6
6	9	432	70,2	2,7	324	140,4	2,7	2,7
6	10	480	70,2	2,8	360	140,4	2,7	2,8
6	11	528	70,2	3,0	396	140,4	2,8	3,0
6	12	576	70,2	3,1	432	140,4	2,9	3,1
6	13	624	70,2	3,2	468	140,4	3,0	3,2
6	14	672	70,2	3,3	504	140,4	3,0	3,3
6	15	720	70,2	3,4	540	140,4	3,1	3,4
6	16	768	70,2	3,5	576	140,4	3,2	3,5
8	8	512	93,6	3,0	384	187,2	2,9	3,0
8	9	576	93,6	3,1	432	187,2	3,0	3,1
8	10	640	93,6	3,2	480	187,2	3,1	3,2
8	11	704	93,6	3,4	528	187,2	3,2	3,4
8	12	768	93,6	3,5	576	187,2	3,3	3,5
8	13	832	93,6	3,6	624	187,2	3,4	3,6
8	14	896	93,6	3,8	672	187,2	3,5	3,8
8	15	960	93,6	3,9	720	187,2	3,6	3,9
8	16	1024	93,6	4,0	768	187,2	3,6	4,0

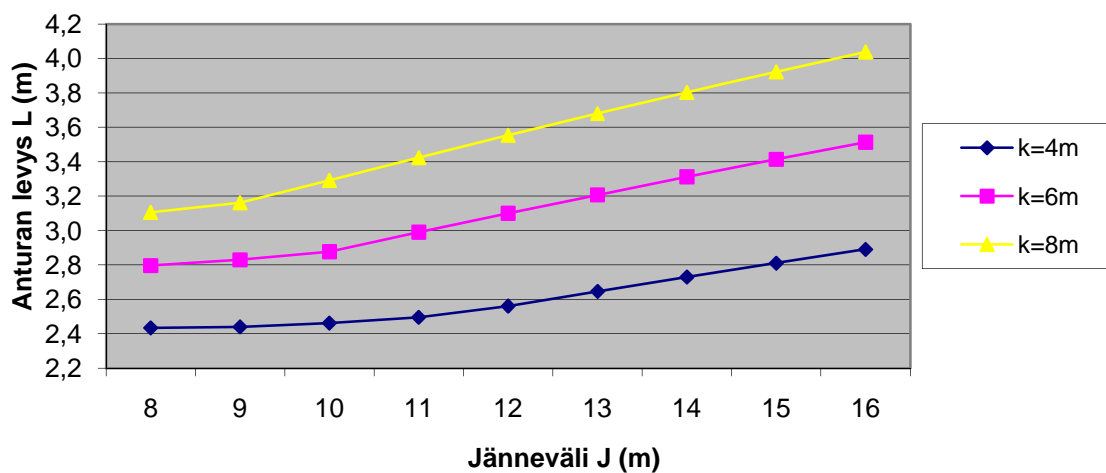
Anturan leveys hallin korkeus 6m



Oma Paino g=	6	kN/m ²	Lumikuorma q=	2	kN/m ²
Tuulenpaine q _w =	0,6	kN/m ²	Maan geot. kant.=	100	kNm ²
korkeus pilarin yläpäästä a=	2	m	Pilarin korkeus h=	7	m

k	J	Nmax	Mmin	L	Nmin	Mmax	L	Määrävä L
4	8	256	60,1	2,2	192	120,1	2,4	2,4
4	9	288	60,1	2,3	216	120,1	2,4	2,4
4	10	320	60,1	2,4	240	120,1	2,5	2,5
4	11	352	60,1	2,5	264	120,1	2,5	2,5
4	12	384	60,1	2,6	288	120,1	2,5	2,6
4	13	416	60,1	2,6	312	120,1	2,6	2,6
4	14	448	60,1	2,7	336	120,1	2,6	2,7
4	15	480	60,1	2,8	360	120,1	2,7	2,8
4	16	512	60,1	2,9	384	120,1	2,7	2,9
6	8	384	90,1	2,6	288	180,2	2,8	2,8
6	9	432	90,1	2,8	324	180,2	2,8	2,8
6	10	480	90,1	2,9	360	180,2	2,9	2,9
6	11	528	90,1	3,0	396	180,2	2,9	3,0
6	12	576	90,1	3,1	432	180,2	3,0	3,1
6	13	624	90,1	3,2	468	180,2	3,1	3,2
6	14	672	90,1	3,3	504	180,2	3,1	3,3
6	15	720	90,1	3,4	540	180,2	3,2	3,4
6	16	768	90,1	3,5	576	180,2	3,3	3,5
8	8	512	120,1	3,0	384	240,2	3,1	3,1
8	9	576	120,1	3,2	432	240,2	3,2	3,2
8	10	640	120,1	3,3	480	240,2	3,2	3,3
8	11	704	120,1	3,4	528	240,2	3,3	3,4
8	12	768	120,1	3,6	576	240,2	3,4	3,6
8	13	832	120,1	3,7	624	240,2	3,5	3,7
8	14	896	120,1	3,8	672	240,2	3,6	3,8
8	15	960	120,1	3,9	720	240,2	3,6	3,9
8	16	1024	120,1	4,0	768	240,2	3,7	4,0

Anturan koko hallin korkeus 7m



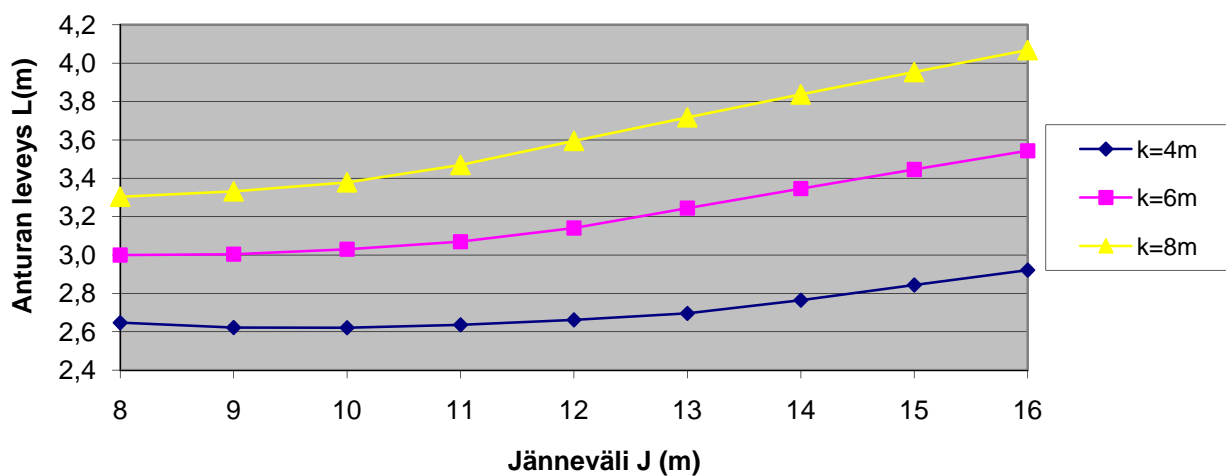
Oma Paino $g=$ 6 kN/m² Lumikuorma $q=$ 2 kN/m²

Tuulenpaine $q_w=$ 0,6 kN/m² Maan geot. kant.= 100 kNm²

korkeus pilarin yläpäästä $a=$ 2 m Pilarin korkeus $h=$ 8 m

k	J	Nmax	Mmin	L	Nmin	Mmax	L	Määrävä L
4	8	256	74,9	2,3	192	149,8	2,6	2,6
4	9	288	74,9	2,4	216	149,8	2,6	2,6
4	10	320	74,9	2,4	240	149,8	2,6	2,6
4	11	352	74,9	2,5	264	149,8	2,6	2,6
4	12	384	74,9	2,6	288	149,8	2,7	2,7
4	13	416	74,9	2,7	312	149,8	2,7	2,7
4	14	448	74,9	2,8	336	149,8	2,7	2,8
4	15	480	74,9	2,8	360	149,8	2,8	2,8
4	16	512	74,9	2,9	384	149,8	2,8	2,9
6	8	384	112,3	2,7	288	224,6	3,0	3,0
6	9	432	112,3	2,8	324	224,6	3,0	3,0
6	10	480	112,3	2,9	360	224,6	3,0	3,0
6	11	528	112,3	3,0	396	224,6	3,1	3,1
6	12	576	112,3	3,1	432	224,6	3,1	3,1
6	13	624	112,3	3,2	468	224,6	3,2	3,2
6	14	672	112,3	3,3	504	224,6	3,2	3,3
6	15	720	112,3	3,4	540	224,6	3,3	3,4
6	16	768	112,3	3,5	576	224,6	3,4	3,5
8	8	512	149,8	3,1	384	299,5	3,3	3,3
8	9	576	149,8	3,2	432	299,5	3,3	3,3
8	10	640	149,8	3,3	480	299,5	3,4	3,4
8	11	704	149,8	3,5	528	299,5	3,4	3,5
8	12	768	149,8	3,6	576	299,5	3,5	3,6
8	13	832	149,8	3,7	624	299,5	3,6	3,7
8	14	896	149,8	3,8	672	299,5	3,7	3,8
8	15	960	149,8	4,0	720	299,5	3,7	4,0
8	16	1024	149,8	4,1	768	299,5	3,8	4,1

Anturan koko hallin korkeus 8m



g= 0,6 kN/m² q= 2 kN/m²p= 0,6 kN/m² mgd= 100 kNm²

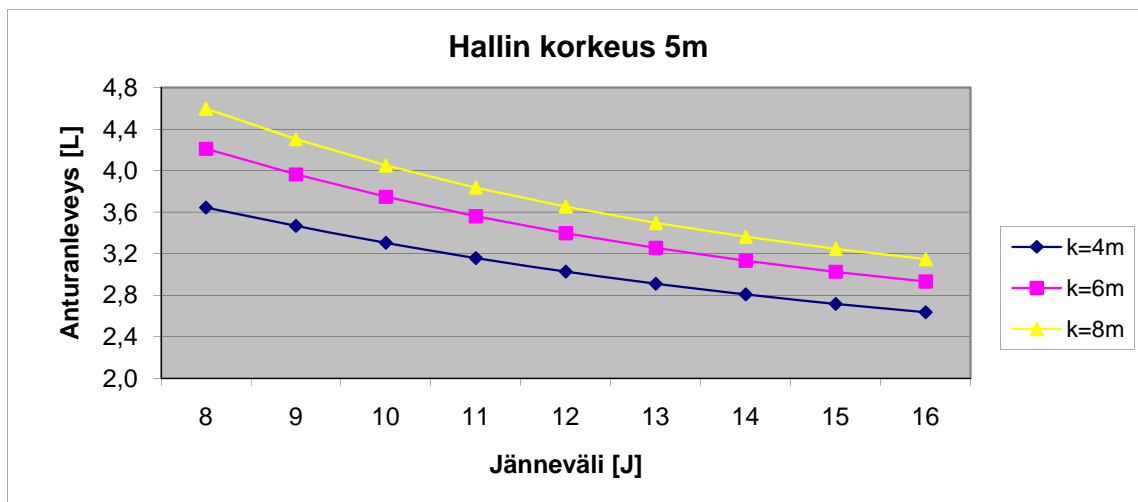
a= 2 m h= 5 m

Lisätään anturan leveyttä

0,5 m

0,4 paksuus

k	J	Nmax	Mmin	L	Nmin	Mmax	L	Nmin	Mmax	Lvaad	Määäävä L
4	8	83,2	35,1	1,6	19,2	70,2	7,4	40,4	70,2	3,6	3,6
4	9	93,6	35,1	1,6	21,6	70,2	6,5	42,8	70,2	3,5	3,5
4	10	104	35,1	1,6	24	70,2	5,9	45,3	70,2	3,3	3,3
4	11	114	35,1	1,7	26,4	70,2	5,4	47,9	70,2	3,2	3,2
4	12	125	35,1	1,7	28,8	70,2	5,0	50,6	70,2	3,0	3,0
4	13	135	35,1	1,7	31,2	70,2	4,6	53,3	70,2	2,9	2,9
4	14	146	35,1	1,7	33,6	70,2	4,3	56	70,2	2,8	2,8
4	15	156	35,1	1,8	36	70,2	4,0	58,7	70,2	2,7	2,7
4	16	166	35,1	1,8	38,4	70,2	3,8	61,4	70,2	2,6	2,6
6	8	125	52,7	1,9	28,8	105,3	7,4	52,3	105,3	4,2	4,2
6	9	140	52,7	1,9	32,4	105,3	6,6	56,1	105,3	4,0	4,0
6	10	156	52,7	1,9	36	105,3	5,9	60	105,3	3,7	3,7
6	11	172	52,7	1,9	39,6	105,3	5,4	64	105,3	3,6	3,6
6	12	187	52,7	2,0	43,2	105,3	5,0	68	105,3	3,4	3,4
6	13	203	52,7	2,0	46,8	105,3	4,7	72	105,3	3,3	3,3
6	14	218	52,7	2,1	50,4	105,3	4,4	76,1	105,3	3,1	3,1
6	15	234	52,7	2,1	54	105,3	4,1	80,1	105,3	3,0	3,0
6	16	250	52,7	2,2	57,6	105,3	3,9	84,2	105,3	2,9	2,9
8	8	166	70,2	2,1	38,4	140,4	7,4	64	140,4	4,6	4,6
8	9	187	70,2	2,1	43,2	140,4	6,6	69,1	140,4	4,3	4,3
8	10	208	70,2	2,1	48	140,4	6,0	74,4	140,4	4,1	4,1
8	11	229	70,2	2,2	52,8	140,4	5,5	79,6	140,4	3,8	3,8
8	12	250	70,2	2,2	57,6	140,4	5,0	85	140,4	3,7	3,7
8	13	270	70,2	2,3	62,4	140,4	4,7	90,3	140,4	3,5	3,5
8	14	291	70,2	2,3	67,2	140,4	4,4	95,6	140,4	3,4	3,4
8	15	312	70,2	2,4	72	140,4	4,2	101	140,4	3,2	3,2
8	16	333	70,2	2,5	76,8	140,4	3,9	106	140,4	3,1	3,1



g= 0,6 kN/m² q= 2 kN/m²p= 0,6 kN/m² mgk 100 kNm²

a= 2 m h= 6 m

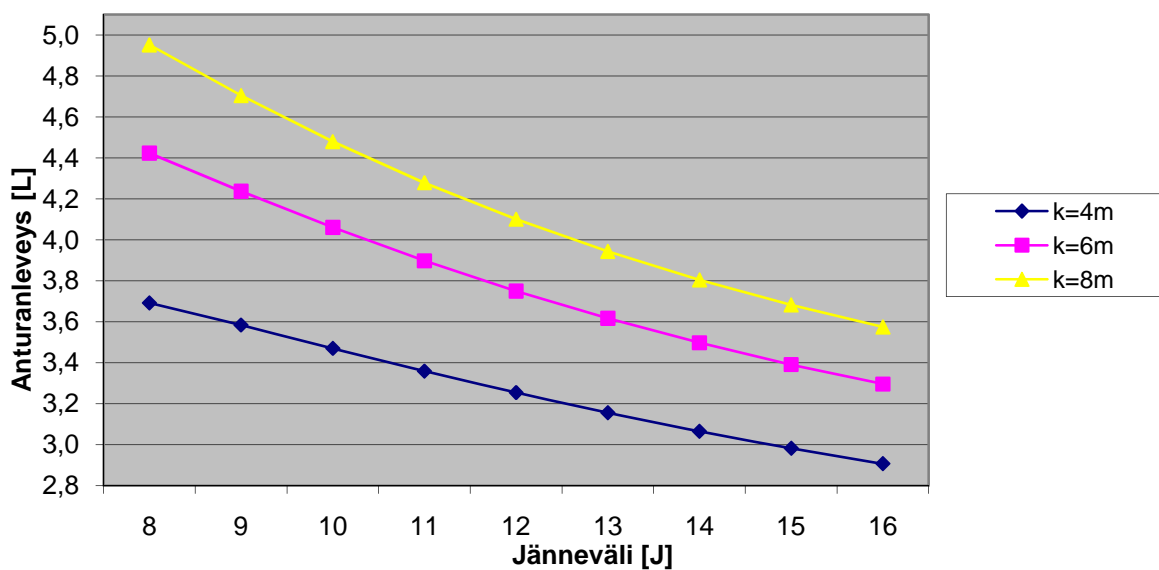
Lisätään anturan leveyttä

0,5 m

0,6 paksuus

k	J	Nmax	Mmin	L	Nmin	Mmax	L	Nmin	Mmax	Lvaad	Määäävä L
4	8	83,2	46,8	1,8	19,2	93,6	9,8	53,9	93,6	3,7	3,7
4	9	93,6	46,8	1,8	21,6	93,6	8,7	55,9	93,6	3,6	3,6
4	10	104	46,8	1,8	24	93,6	7,8	58,2	93,6	3,5	3,5
4	11	114	46,8	1,8	26,4	93,6	7,1	60,6	93,6	3,4	3,4
4	12	125	46,8	1,8	28,8	93,6	6,6	63,2	93,6	3,3	3,3
4	13	135	46,8	1,8	31,2	93,6	6,1	65,9	93,6	3,2	3,2
4	14	146	46,8	1,8	33,6	93,6	5,7	68,6	93,6	3,1	3,1
4	15	156	46,8	1,9	36	93,6	5,3	71,4	93,6	3,0	3,0
4	16	166	46,8	1,9	38,4	93,6	5,0	74,2	93,6	2,9	2,9
6	8	125	70,2	2,0	28,8	140,4	9,8	66,9	140,4	4,4	4,4
6	9	140	70,2	2,0	32,4	140,4	8,7	70,4	140,4	4,2	4,2
6	10	156	70,2	2,0	36	140,4	7,9	74,2	140,4	4,1	4,1
6	11	172	70,2	2,1	39,6	140,4	7,2	78,1	140,4	3,9	3,9
6	12	187	70,2	2,1	43,2	140,4	6,6	82,1	140,4	3,7	3,7
6	13	203	70,2	2,1	46,8	140,4	6,1	86,2	140,4	3,6	3,6
6	14	218	70,2	2,2	50,4	140,4	5,7	90,3	140,4	3,5	3,5
6	15	234	70,2	2,2	54	140,4	5,4	94,5	140,4	3,4	3,4
6	16	250	70,2	2,2	57,6	140,4	5,0	98,6	140,4	3,3	3,3
8	8	166	93,6	2,2	38,4	187,2	9,8	79,5	187,2	5,0	5,0
8	9	187	93,6	2,2	43,2	187,2	8,7	84,4	187,2	4,7	4,7
8	10	208	93,6	2,3	48	187,2	7,9	89,6	187,2	4,5	4,5
8	11	229	93,6	2,3	52,8	187,2	7,2	94,9	187,2	4,3	4,3
8	12	250	93,6	2,3	57,6	187,2	6,6	100	187,2	4,1	4,1
8	13	270	93,6	2,4	62,4	187,2	6,2	106	187,2	3,9	3,9
8	14	291	93,6	2,4	67,2	187,2	5,7	111	187,2	3,8	3,8
8	15	312	93,6	2,5	72	187,2	5,4	117	187,2	3,7	3,7
8	16	333	93,6	2,5	76,8	187,2	5,1	122	187,2	3,6	3,6

Hallin korkeus 6m



g= 0,6 kN/m² q= 2 kN/m²p= 0,6 kN/m² mgk 100 kNm²

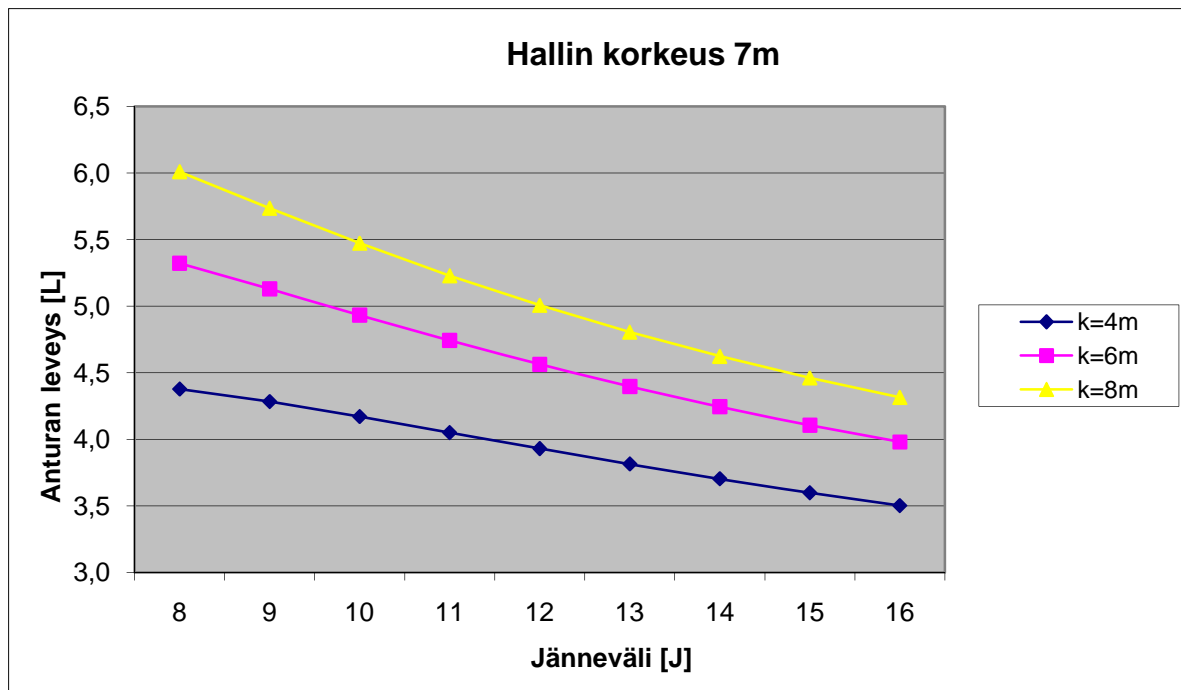
a= 2 m h= 7 m

Lisätään anturan leveyttä

0,5 m

0,6 paksuus

k	J	Nmax	Mmin	L	Nmin	Mmax	L	Nmin	Mmax	Lvaad	Määräävä L
4	8	83,2	60,1	2,1	19,2	120,1	12,5	57,5	120,1	4,4	4,4
4	9	93,6	60,1	2,0	21,6	120,1	11,2	58,9	120,1	4,3	4,3
4	10	104	60,1	2,0	24	120,1	10,0	60,8	120,1	4,2	4,2
4	11	114	60,1	1,9	26,4	120,1	9,1	62,9	120,1	4,0	4,0
4	12	125	60,1	1,9	28,8	120,1	8,4	65,3	120,1	3,9	3,9
4	13	135	60,1	1,9	31,2	120,1	7,8	67,7	120,1	3,8	3,8
4	14	146	60,1	1,9	33,6	120,1	7,2	70,3	120,1	3,7	3,7
4	15	156	60,1	2,0	36	120,1	6,8	72,9	120,1	3,6	3,6
4	16	166	60,1	2,0	38,4	120,1	6,3	75,6	120,1	3,5	3,5
6	8	125	90,1	2,3	28,8	180,2	12,5	70,3	180,2	5,3	5,3
6	9	140	90,1	2,2	32,4	180,2	11,2	73,3	180,2	5,1	5,1
6	10	156	90,1	2,2	36	180,2	10,1	76,7	180,2	4,9	4,9
6	11	172	90,1	2,2	39,6	180,2	9,2	80,3	180,2	4,7	4,7
6	12	187	90,1	2,2	43,2	180,2	8,4	84,1	180,2	4,6	4,6
6	13	203	90,1	2,2	46,8	180,2	7,8	88	180,2	4,4	4,4
6	14	218	90,1	2,3	50,4	180,2	7,3	91,9	180,2	4,2	4,2
6	15	234	90,1	2,3	54	180,2	6,8	96	180,2	4,1	4,1
6	16	250	90,1	2,3	57,6	180,2	6,4	100	180,2	4,0	4,0
8	8	166	120,1	2,5	38,4	240,2	12,6	82,8	240,2	6,0	6,0
8	9	187	120,1	2,4	43,2	240,2	11,2	87,2	240,2	5,7	5,7
8	10	208	120,1	2,4	48	240,2	10,1	92	240,2	5,5	5,5
8	11	229	120,1	2,5	52,8	240,2	9,2	97,1	240,2	5,2	5,2
8	12	250	120,1	2,5	57,6	240,2	8,4	102	240,2	5,0	5,0
8	13	270	120,1	2,5	62,4	240,2	7,8	107	240,2	4,8	4,8
8	14	291	120,1	2,5	67,2	240,2	7,3	113	240,2	4,6	4,6
8	15	312	120,1	2,6	72	240,2	6,8	118	240,2	4,5	4,5
8	16	333	120,1	2,6	76,8	240,2	6,4	124	240,2	4,3	4,3



g= 0,6 c/N/m^2 q= 2 kN/m^2 p= 0,6 kN/m^2 mgk 100 kNm^2

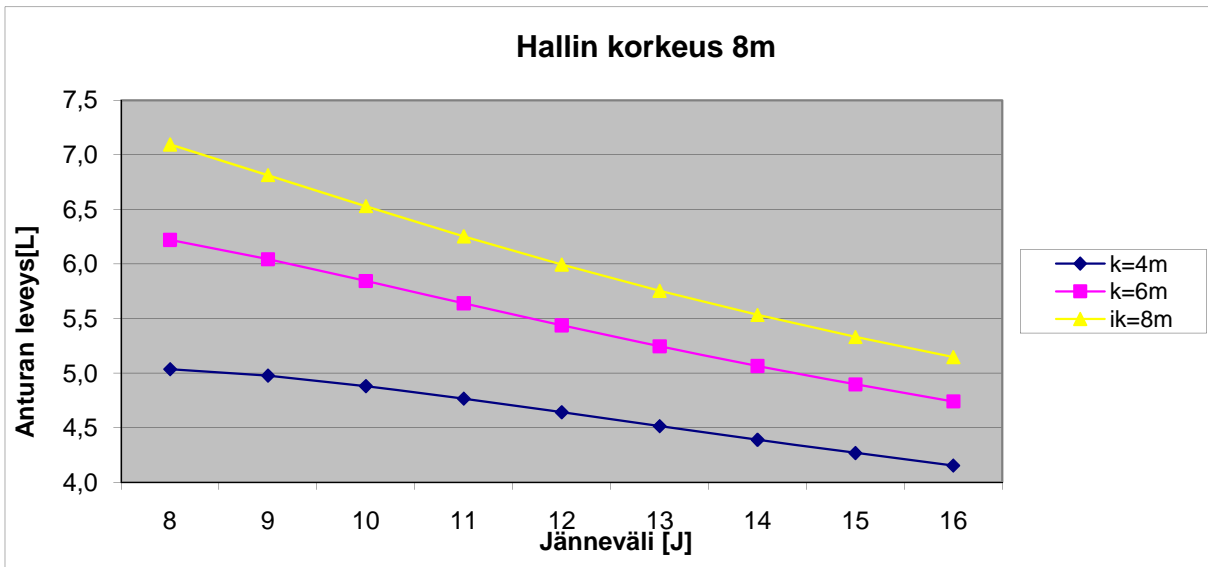
a= 2 m h= 8 m

Lisätään anturan leveyttä

0,5 m

0,6 paksuus

k	J	Nmax	Mmin	L	Nmin	Mmax	L	Nmin	Mmax	Lvaad	Määrävä L
4	8	83,2	74,9	2,3	19,2	149,8	15,6	61,7	149,8	5,0	5,0
4	9	93,6	74,9	2,2	21,6	149,8	13,9	62,5	149,8	5,0	5,0
4	10	104	74,9	2,2	24	149,8	12,5	63,9	149,8	4,9	4,9
4	11	114	74,9	2,1	26,4	149,8	11,4	65,7	149,8	4,8	4,8
4	12	125	74,9	2,1	28,8	149,8	10,4	67,7	149,8	4,6	4,6
4	13	135	74,9	2,1	31,2	149,8	9,6	69,9	149,8	4,5	4,5
4	14	146	74,9	2,1	33,6	149,8	9,0	72,3	149,8	4,4	4,4
4	15	156	74,9	2,1	36	149,8	8,4	74,7	149,8	4,3	4,3
4	16	166	74,9	2,1	38,4	149,8	7,9	77,3	149,8	4,2	4,2
6	8	125	112,3	2,5	28,8	224,6	15,6	74,4	224,6	6,2	6,2
6	9	140	112,3	2,5	32,4	224,6	13,9	76,8	224,6	6,0	6,0
6	10	156	112,3	2,4	36	224,6	12,5	79,7	224,6	5,8	5,8
6	11	172	112,3	2,4	39,6	224,6	11,4	82,9	224,6	5,6	5,6
6	12	187	112,3	2,4	43,2	224,6	10,5	86,4	224,6	5,4	5,4
6	13	203	112,3	2,4	46,8	224,6	9,7	90,1	224,6	5,2	5,2
6	14	218	112,3	2,4	50,4	224,6	9,0	93,8	224,6	5,1	5,1
6	15	234	112,3	2,4	54	224,6	8,4	97,7	224,6	4,9	4,9
6	16	250	112,3	2,4	57,6	224,6	7,9	102	224,6	4,7	4,7
8	8	166	149,8	2,7	38,4	299,5	15,6	86,7	299,5	7,1	7,1
8	9	187	149,8	2,7	43,2	299,5	13,9	90,6	299,5	6,8	6,8
8	10	208	149,8	2,6	48	299,5	12,5	94,9	299,5	6,5	6,5
8	11	229	149,8	2,6	52,8	299,5	11,4	99,6	299,5	6,3	6,3
8	12	250	149,8	2,6	57,6	299,5	10,5	104	299,5	6,0	6,0
8	13	270	149,8	2,6	62,4	299,5	9,7	110	299,5	5,8	5,8
8	14	291	149,8	2,7	67,2	299,5	9,0	115	299,5	5,5	5,5
8	15	312	149,8	2,7	72	299,5	8,4	120	299,5	5,3	5,3
8	16	333	149,8	2,7	76,8	299,5	7,9	125	299,5	5,1	5,1



Esimerkkilaskut

Esimerkkilaskuissa on laskettu kaksi eri hallirakennusta

1. Raskas runkoinen kaksilaivainen hallirakennus

2. Kevytrunkoinen kaksilaivainen hallirakennus

Molemmissa esimerkeissä on käytetty seuraavia lähtöarvoja

Jänneväli on 10 m

Kehäväli on 4 m

Pilarin korkeus on 5 m

Korkeus pilarin yläpäästä on 2 m

1. Raskas runkoinen kaksilaivainen hallirakennus**Raudoitteen laatan ja laattavahvistuksen leikkauskohdassa**

Lähtötiedot

Anturan koko $L \cdot B$

$$L := 2.3\text{m}$$

$$B := L \cdot \frac{2}{3}$$

Anturan pinta-ala A .

$$A := L \cdot B$$

$$A = 3.527\text{m}^2$$

Betoniastian paksuus

$$h_1 := 0.12\text{m}$$

Kun käytetään keskeistä verkkoa

$$d := \frac{h_1}{2} - 0.005\text{m}$$

Jänneväli J .

$$J := 10\text{m}$$

Kehäväli k

$$k := 4\text{m}$$

Oma paino g

$$g := 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Lumikuorma q

$$q := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Maan geotekninen kantavuus p

$$p := 100 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Teräksen laskennallinen vetolujuus f_{yd}

Liite 2 2/8

$$f_{yd} := 417 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Oman painon aiheuttama kuorma G

$$G := k \cdot J \cdot g$$

$$G = 240 \cdot \text{kN}$$

Lumikuorman aiheuttama kokonaiskuorma Q

$$Q := k \cdot J \cdot q$$

$$Q = 80 \cdot \text{kN}$$

Laatta mitoitetaan kuin ulokkeellinen palkki, jonka kuormana on maan geotekninen kantavuus p.
Mitoitus tapahtuu murtorajatilassa

$$N_d := 1.2G + 1.6Q$$

$$N_d = 416 \cdot \text{kN}$$

Maan kantavuus kerrotaan 1.5 siirryttäessä murtorajatilaan

$$p_d := p \cdot 1.5$$

$$p_d = 150 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Kuormat suhteutettuna anturaan kokoon täytyy olla alle maan laskennallisen kantavuuden

$$\frac{N_d}{A} = 117.958 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < p_d \text{ OK}$$

P_d voi nyt sijoittaa kuormaksi laatalle ja laskea momentin ja leikkausvoiman.

Koska lasketaan metrin kaistalle $P_d \cdot 1\text{m}$

$$p_d := p_d \cdot 1\text{m}$$

$$p_d = 150 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Momentti

Kokeillaan

$$c := 0.35\text{m}$$

$$m := p_d \cdot \frac{c^2}{2}$$

$$m = 9.187 \cdot \text{kNm}$$

Sisäinen momenttivarsi z

$$z := \frac{h_1}{2} - 0.01\text{m}$$

$$z = 0.05\text{m}$$

Teräksille tuleva veto n_s

$$n_s := \frac{m}{z} \quad n_s = 183.75 \cdot \text{kN}$$

Terästen pinta-ala. Pinta-ala lasketaan metrin kaistalle A_s

$$A_s := \frac{n_s}{f_{yd}} \quad A_s = 440.647 \cdot \text{mm}^2$$

Terästen pinta-ala halkaisija on 10mm

$$A_{10} := \pi \cdot (5\text{mm})^2 \quad A_{10} = 78.54 \cdot \text{mm}^2$$

Terästen kappalemäärä n

$$n := \frac{A_s}{A_{10}} \quad n = 5.61 \text{ kpl}$$

Terästen jako

$$k_1 := \frac{1000\text{mm}}{n} \quad k_1 = 0.178\text{m}$$

Raudoitteeksi valitaan 10mm verkko jonka silmäkoko on 150mm

Leikkausvoima

$$v := p_d \cdot \left(c - \frac{h_1}{2} \right) \quad v = 43.5 \cdot \text{kN}$$

Betonin ominaislujuus vedolle lujuusluokassa K30

$$f_{ctk} := 0.2 \cdot 30^{\frac{2}{3}} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{ctk} = 1.931 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Betonin laskentalujuus lujuusluokassa K30

$$f_{ctd} := \frac{f_{ctk}}{1.5}$$

$$f_{ctd} = 1.287 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Leikkausraudoittamattoman rakenteen kapasiteetti

$$V_c = 0.3k(1 + 50\rho)f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

missä

$$k = 1.6 - d(m) \geq 1.0 \quad \text{kun betonin tilavuuspaino on } 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\left(\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} \right) \leq 0.02$$

missä

$$b_w := 1000 \text{ mm}$$

Jolloin

$$k := \frac{(1.6m - d)}{m}$$

$$k = 1.545 > 1.0$$

$$\rho := \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$\rho = 8.012 \times 10^{-3}$$

$$V_c := 0.3 \cdot k \cdot (1 + 50 \cdot \rho) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = 45.963 \cdot \text{kN}$$

$$V_c > v \quad \text{OK}$$

Esimerkkilaskut

Esimerkkilaskuissa on laskettu kaksi eri hallirakennusta

1. Raskas runkoinen kaksilaivainen hallirakennus

2. Kevytrunkoinen kaksilaivainen hallirakennus

Molemmissa esimerkeissä on käytetty seuraavia lähtöarvoja

Jänneväli on 10 m

Kehäväli on 4 m

Pilarin korkeus on 5 m

Korkeus pilarin yläpäästä on 2 m

2. Kevytrunkoinen kaksilaivainen hallirakennus**Raudoitteen laatan ja laattavahvistuksen leikkauskohdassa**

Lähtötiedot

Anturan koko $L \cdot B$

$$L := 3.3\text{m}$$

$$B := L \cdot \frac{2}{3}$$

Anturan pinta-ala A .

$$A := L \cdot B$$

$$A = 7.26\text{m}^2$$

Betoniastian paksuus

$$h_1 := 0.12\text{m}$$

Kun käytetään keskeistä verkkoa

$$d := \frac{h_1}{2} - 0.005\text{m}$$

Jänneväli J .

$$J := 10\text{m}$$

Kehäväli k

$$k := 4\text{m}$$

Oma paino g

$$g := 0.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Lumikuorma q

$$q := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Maan geotekninen kantavuus p

$$p := 100 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Teräksen laskennallinen vetolujuus f_{yd}

Liite 2 6/8

$$f_{yd} := 417 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Oman painon aiheuttama kuorma G

$$G := k \cdot J \cdot g$$

$$G = 24 \cdot \text{kN}$$

Lumikuorman aiheuttama kokonaiskuorma Q

$$Q := k \cdot J \cdot q$$

$$Q = 80 \cdot \text{kN}$$

Laatta mitoitetaan kuin ulokkeellinen palkki, jonka kuormana on maan geotekninen kantavuus p.
Mitoitus tapahtuu murtorajatilassa

$$N_d := 1.2G + 1.6Q$$

$$N_d = 156.8 \cdot \text{kN}$$

Maan kantavuus kerrotaan 1.5 siirryttäessä murtorajatilaan

$$p_d := p \cdot 1.5$$

$$p_d = 150 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Kuormat suhteutettuna anturaan kokoon täytyy olla alle maan laskennallisen kantavuuden

$$\frac{N_d}{A} = 21.598 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < p_d \text{ OK}$$

P_d voi nyt sijoittaa kuormaksi laatalle ja laskea momentin ja leikkausvoiman.

Koska lasketaan metrin kaistalle $P_d \cdot 1\text{m}$

$$p_d := p_d \cdot 1\text{m}$$

$$p_d = 150 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Momentti

Kokeillaan

$$c := 0.35\text{m}$$

$$m := p_d \cdot \frac{c^2}{2}$$

$$m = 9.187 \cdot \text{kNm}$$

Sisäinen momenttivarsi z

$$z := \frac{h_1}{2} - 0.01\text{m}$$

$$z = 0.05\text{m}$$

Teräksille tuleva veto n_s

$$n_s := \frac{m}{z} \quad n_s = 183.75 \cdot \text{kN}$$

Terästen pinta-ala. Pinta-ala lasketaan metrin kaistalle A_s

$$A_s := \frac{n_s}{f_{yd}} \quad A_s = 440.647 \cdot \text{mm}^2$$

Terästen pinta-ala halkaisija on 10mm

$$A_{10} := \pi \cdot (5\text{mm})^2 \quad A_{10} = 78.54 \cdot \text{mm}^2$$

Terästen kappalemäärä n

$$n := \frac{A_s}{A_{10}} \quad n = 5.61 \text{ kpl}$$

Terästen jako

$$k_1 := \frac{1000\text{mm}}{n} \quad k_1 = 0.178\text{m}$$

Raudoitteeksi valitaan 10mm verkko jonka silmäkoko on 150mm

Leikkausvoima

$$v := p_d \cdot \left(c - \frac{h_1}{2} \right) \quad v = 43.5 \cdot \text{kN}$$

Betonin ominaislujuus vedolle lujuusluokassa K30

$$f_{ctk} := 0.2 \cdot 30^{\frac{2}{3}} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{ctk} = 1.931 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Betonin laskentalujuus lujuusluokassa K30

$$f_{ctd} := \frac{f_{ctk}}{1.5}$$

$$f_{ctd} = 1.287 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Leikkausraudoittamattoman rakenteen kapasiteetti

$$V_c = 0.3k(1 + 50\rho)f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

missä

$$k = 1.6 - d(\text{m}) \geq 1.0 \quad \text{kun betonin tilavuuspaino on } 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\left(\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} \right) \leq 0.02$$

missä

$$b_w := 1000 \text{ mm}$$

Jolloin

$$k := \frac{(1.6 \text{ m} - d)}{m}$$

$$k = 1.545 > 1.0$$

$$\rho := \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$\rho = 8.012 \times 10^{-3}$$

$$V_c := 0.3 \cdot k \cdot (1 + 50 \cdot \rho) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = 45.963 \cdot \text{kN}$$

$$V_c > v \quad \text{OK}$$

Esimerkki laskut

Liite 3 1/8

Esimerkkilaskut suoritetaan kahteen erilaiseen hallirakennukseen.

1. Raskasrunkoinen kaksilaivainen hallirakennus
2. Kevytrunkoinen kaksilaivainen hallirakennus

Kummankin hallin lähtöarvoina on

Jänneväli 10 m

Kehäväli 4 m

Pilarinkorkeus on 5 m

Korkeus pilarin yläpäästä on 2 m

1. Raskasrunkoinen kaksilaivainen hallirakennus

Raudoitteet laattavahvistuksessa

Lähtötiedot

Anturan koko $L \cdot B$

$$L := 2.3\text{m}$$

$$B := L \cdot \frac{2}{3}$$

Anturan pinta-ala A .

$$A := L \cdot B$$

$$A = 3.527\text{m}^2$$

Anturan paksuus

$$h_d := 0.4\text{m}$$

Kun Raudoitteet anturan alapinnassa. Suojabetoni 50 mm

$$d := h_d - 0.05 \cdot \text{m} - 0.005\text{m}$$

Jänneväli J .

$$J := 10\text{m}$$

Kehäväli k

$$k := 4\text{m}$$

Omapaino g

$$g := 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Lumikuorma q

$$q := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Maan geotekninen kantavuus p

Liite 3 2/8

$$p := 100 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Teräksen lakennallinen vetolujuus f_{yd}

$$f_{yd} := 417 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Oman painon aiheuttama kuorma G

$$G := k \cdot J \cdot g$$

$$G = 240 \cdot \text{kN}$$

Lumikuorman aiheuttama kokonaiskuorma Q

$$Q := k \cdot J \cdot q$$

$$Q = 80 \cdot \text{kN}$$

Laatta mitoitetaan kuin ulokkeellinen palkki, jonka kuormana on maan geotekninen kantavuus p.
Mitoitus tapahtuu murtorajatilassa

$$N_d := 1.2G + 1.6Q$$

$$N_d = 416 \cdot \text{kN}$$

Maan kantavuus kerrotaan 1.5 siirryttäessä murtorajatilaan

$$p_d := p \cdot 1.5$$

$$p_d = 150 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Kuormat suhteutettuna anturan kokoon täytyy olla alle maan sallitun kantavuuden

$$\frac{N_d}{A} = 117.958 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < p_d \quad \text{OK}$$

P_d voi nyt sijoittaa kuormaksi laatalle ja laskea momentin ja leikkausvoiman.

Koska lasketaan metrin kaistalle $P_d \cdot 1\text{m}$

$$p_d := p_d \cdot 1\text{m}$$

$$p_d = 150 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Momentti

Liite 3 3/8

Kokeillaan

$$c := \frac{L}{2} - 0.1\text{m}$$

$$m := p_d \cdot \frac{c^2}{2}$$

$$m = 82.687 \cdot \text{kNm}$$

Sisäinen momenttivarsi z

$$z := d \cdot 0.9$$

$$z = 0.311 \text{ m}$$

Teräksille tuleva veto n_s

$$n_s := \frac{m}{z}$$

$$n_s = 266.304 \cdot \text{kN}$$

Terästen pinta-ala. Pinta-ala lasketaan metrin kaistalle A_s

$$A_s := \frac{n_s}{f_{yd}}$$

$$A_s = 638.62 \cdot \text{mm}^2$$

Terästen pinta-ala, halkaisija on 8

$$A_{12} := \pi \cdot (6\text{mm})^2$$

$$A_{12} = 113.097 \cdot \text{mm}^2$$

Terästen kappalemäärä n

$$n := \frac{A_s}{A_{12}}$$

$$n = 5.647 \quad \text{kpl}$$

Terästen jako

$$k_1 := \frac{1000\text{mm}}{n}$$

$$k_1 = 0.177 \text{ m}$$

Raudoitteeksi valitaan 12 mm teräs molempiin suuntiin jakoväli 150 mm

Betonin ominaislujuus vedolle lujuusluokassa K30

$$f_{ctk} := 0.2 \cdot 30^{\frac{2}{3}} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ctd} := \frac{f_{ctk}}{1.5}$$

Minimi rauditus

$$A_{s,min} := 0.25 \cdot \frac{f_{ctk}}{f_{yd}} \cdot h_d \cdot 1000 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = 463.064 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} < A_s$$

Ok!!

Leikkausvoima

$$v := p_d \cdot [c - (h_d - 0.05 \text{ m})]$$

$$v = 105 \cdot \text{kN}$$

Betonin ominaislujuus vedolle lujuusluokassa K30

$$f_{ctk} := 0.2 \cdot 30^{\frac{2}{3}} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ctd} := \frac{f_{ctk}}{1.5}$$

Leikkausraudoittamattoman rakenteen kapasiteetti

$$V_c = 0.3k(1 + 50\rho)f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

missä

$$k = 1.6 - d(\text{m}) \geq 1.0 \quad \text{kun betonin tilavuuspaino on } 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\left(\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} \right) \leq 0.02$$

missä

$$b_w := 1000 \text{ mm}$$

Jolloin

$$k := \frac{(1.6 \text{ m} - d)}{m}$$

$$k = 1.255 > 1.0$$

$$\rho := \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$\rho = 1.851 \times 10^{-3}$$

$$V_c := 0.3 \cdot k \cdot (1 + 50 \cdot \rho) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = 182.689 \cdot \text{kN}$$

$$V_c > v \quad \text{OK}$$

Esimerkki laskut

Liite 3 5/8

Esimerkkilaskut suoritetaan kahteen erilaiseen hallirakennukseen.

1. Raskasrunkoinen kaksilaivainen hallirakennus
2. Kevytrunkoinen kaksilaivainen hallirakennus

Kummankin hallin lähtöarvoina on

Jänneväli 10 m

Kehäväli 4 m

Pilarinkorkeus on 5 m

Korkeus pilarin yläpäästä on 2 m

2. Kevytrunkoinen kaksilaivainen hallirakennus

Raudoitteet laattavahvistuksessa

Lähtötiedot

Anturan koko $L \cdot B$

$$L := 3.3\text{m}$$

$$B := L \cdot \frac{2}{3}$$

Anturan pinta-ala A .

$$A := L \cdot B$$

$$A = 7.26\text{m}^2$$

Anturan paksuus

$$h_d := 0.4\text{m}$$

Kun Raudoitteet anturan alapinnassa. Suojabetoni 50 mm

$$d := h_d - 0.05 \cdot \text{m} - 0.005\text{m}$$

Jänneväli J .

$$J := 10\text{m}$$

Kehäväli k

$$k := 4\text{m}$$

Omapaino g

$$g := 0.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Lumikuorma q

$$q := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Maan geotekninen kantavuus p

Liite 3 6/8

$$p := 100 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Teräksen lakennallinen vetolujuus f_{yd}

$$f_{yd} := 417 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Oman painon aiheuttama kuorma G

$$G := k \cdot J \cdot g$$

$$G = 24 \cdot \text{kN}$$

Lumikuorman aiheuttama kokonaiskuorma Q

$$Q := k \cdot J \cdot q$$

$$Q = 80 \cdot \text{kN}$$

Laatta mitoitetaan kuin ulokkeellinen palkki, jonka kuormana on maan geotekninen kantavuus p.
Mitoitus tapahtuu murtorajatilassa

$$N_d := 1.2G + 1.6Q$$

$$N_d = 156.8 \cdot \text{kN}$$

Maan kantavuus kerrotaan 1.5 siirryttäessä murtorajatilaan

$$p_d := p \cdot 1.5$$

$$p_d = 150 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Kuormat suhteutettuna anturan kokoon täytyy olla alle maan sallitun kantavuuden

$$\frac{N_d}{A} = 21.598 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < p_d \quad \text{OK}$$

P_d voi nyt sijoittaa kuormaksi laatalle ja laskea momentin ja leikkausvoiman.

Koska lasketaan metrin kaistalle $P_d \cdot 1\text{m}$

$$p_d := p_d \cdot 1\text{m}$$

$$p_d = 150 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Kokeillaan

$$c := \frac{L}{2} - 0.1\text{m}$$

$$m := p_d \cdot \frac{c^2}{2}$$

$$m = 180.187 \cdot \text{kNm}$$

Sisäinen momenttivarsi z

$$z := d \cdot 0.9$$

$$z = 0.311\text{m}$$

Teräksille tuleva veto n_s

$$n_s := \frac{m}{z}$$

$$n_s = 580.314 \cdot \text{kN}$$

Terästen pinta-ala. Pinta-ala lasketaan metrin kaistalle A_s

$$A_s := \frac{n_s}{f_{yd}}$$

$$A_s = 1.392 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Terästen pinta-ala, halkaisija on 16mm

$$A_{16} := \pi \cdot (8\text{mm})^2$$

$$A_{16} = 201.062 \cdot \text{mm}^2$$

Terästen kappalemäärä n

$$n := \frac{A_s}{A_{16}}$$

$$n = 6.921 \quad \text{kpl}$$

Terästen jako

$$k_1 := \frac{1000\text{mm}}{n}$$

$$k_1 = 0.144\text{m}$$

Raudoitteeksi valitaan 16mm teräs molempiin suuntiin jakoväli 140mm

Betonin ominaislujuus vedolle lujuusluokassa K30

$$f_{ctk} := 0.2 \cdot 30^{\frac{2}{3}} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ctd} := \frac{f_{ctk}}{1.5}$$

Minimi rauditus

Liite 3 8/8

$$A_{s.min} := 0.25 \cdot \frac{f_{ctk}}{f_{yd}} \cdot h_d \cdot 1000 \text{ mm}$$

$$A_{s.min} = 463.064 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.min} < A_s$$

Ok!!

Leikkausvoima

$$v := p_d \cdot [c - (h_d - 0.05 \text{ m})]$$

$$v = 180 \cdot \text{kN}$$

Leikkausraudoittamattoman rakenteen kapasiteetti

$$V_c = 0.3k(1 + 50\rho)f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

missä

$$k = 1.6 - d(\text{m}) \geq 1.0 \quad \text{kun betonin tilavuuspaino on } 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\left(\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} \right) \leq 0.02$$

missä

$$b_w := 1000 \text{ mm}$$

Jolloin

$$k := \frac{(1.6 \text{ m} - d)}{m}$$

$$k = 1.255 > 1.0$$

$$\rho := \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$\rho = 4.034 \times 10^{-3}$$

$$V_c := 0.3 \cdot k \cdot (1 + 50 \cdot \rho) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = 200.938 \cdot \text{kN}$$

$$V_c > v \quad \text{OK}$$

Lasketaan U-arvo koko alapohjalle käyttäen kompensatio periaatetta
Oletetaan seuraavat lähtöarvot

Halli, raskas katto, Lämmintila

Rakennuksen mitat

Kehäväli [k]=	4 m		
korkeus [h]=	5 m	pituus [B]=	40 m
Jänneväli [J]=	10 m	Leveys [D]=	20 m

Liitteestä 1 näillä lähtötiedoilla saadaan anturan leveydeksi 2,3 m,
jolloin laattavahvistuksen pinta-ala on $2,3 \text{ m} \cdot 0,66 \cdot 2 \text{ m}$

Anturan pinta-ala [A]= 3,49 m²

Lasketaan anturoiden kokonais pinta-ala

Anturoiden määrä [n]

$n = B/k = 10 \text{ kpl}$

Anturoiden kokonaispinta-ala [A_a]

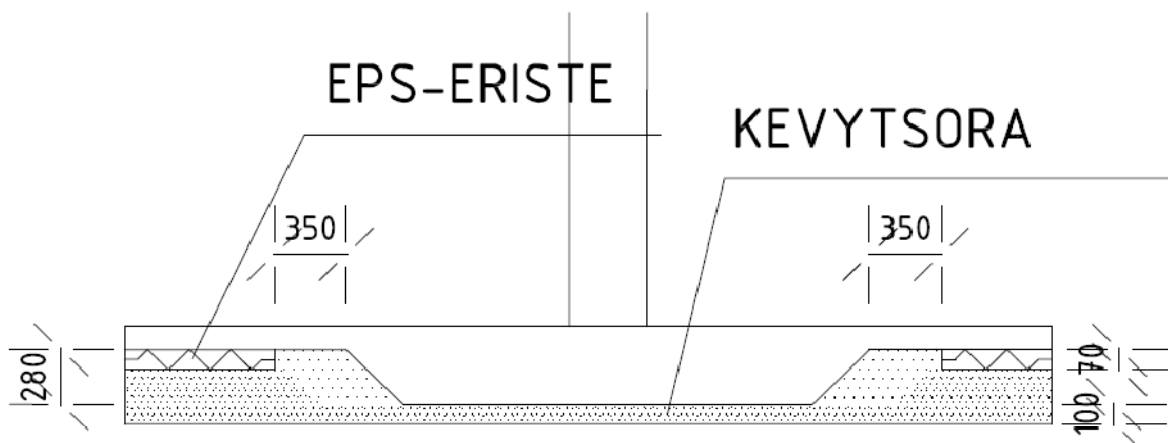
$A_a = n \cdot A = 35 \text{ m}^2$

Sisäalueen pinta-ala [A_s]

$A_s = (B - 2m) \cdot (D - 2m) - A_a = 649 \text{ m}^2$

Reuna-alueen pinta-ala [A_r]

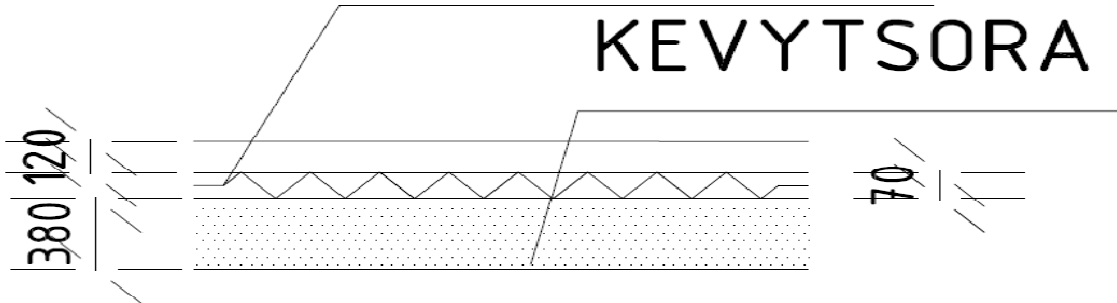
$A_r = B \cdot D - A_s - A_a = 116 \text{ m}^2$



Kuva lämmöneristeet anturan kohdalla

EPS-ERISTE

KEVYTSORA



Kuva lämmöneristeet laatan kohdalla

Sisäalue laatan kohta							
	λ (w/mK)	d(m)	R	U	Hinta (€/m ³)	Määrä (m ³)	kokonaishinta [€]
Rsi			0,17				
Rb			2				
Laatta	1,7	0,12	0,07				
EPS	0,036	0,07	1,94		39	45,43602	1789
Kevytsora	0,13	0,38	2,92		45,91	246,6527	11324
Yhteensä			7,11	0,14			13113

laattavahvistuksen kohta							
	λ (w/mK)	d(m)	R	U	Hinta (€/m ³)		
Rsi			0,17				
Rb			2				
Laatta	1,7	0,4	0,24				
EPS	0,036	0	0,00		39	0	0
Kevytsora	0,13	0,1	0,77		45,91	3,4914	160
Yhteensä			3,17	0,32			160

Reuna-alue							
	λ (w/mK)	d(m)	R	U	Hinta (€/m ³)		
Rsi			0,17				
Rb			0,5				
Laatta	1,7	0,12	0,07				
EPS	0,036	0,07	1,94		39	8,12	320
Kevytsora	0,13	0,38	2,92		45,91	44,08	2024
Yhteensä			5,61	0,18			2343

Yhdistetty U-arvo = 0,15 < U_{vaad} =0.16

Eristeiden hinta yhteensä = 15617 €

Lasketaan U-arvo koko alapohjalle käyttäen kompensatio periaatetta
Oletetaan seuraavat lähtöarvot

Halli, raskas katto, Lämmintila

Kehäväli [k]= 4 m
korkeus [h]= 5 m
Jänneväli [J]: 10 m

Rakennuksen mitat

pituus [B]= 40 m
Leveys [D]= 20 m

Liittestä 1 näillä lähtötiedoilla saadaan anturan leveydeksi 2,3 m, jolloin anturan pinta-ala on $2,3 \text{ m} \cdot 0,66 \cdot 2 \text{ m}$

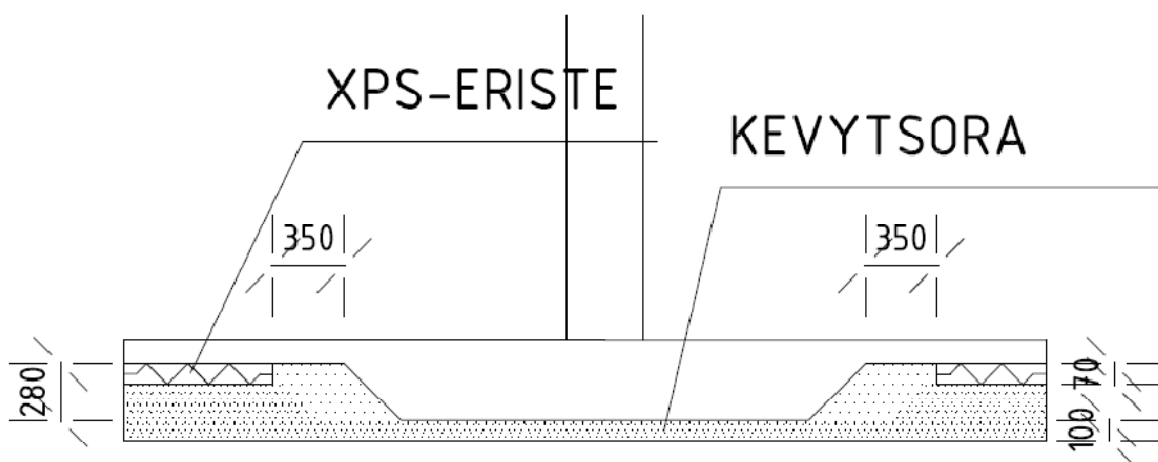
Anturan pinta-ala [A]= 3,49 m²

Lasketaan anturoiden kokonais pinta-ala

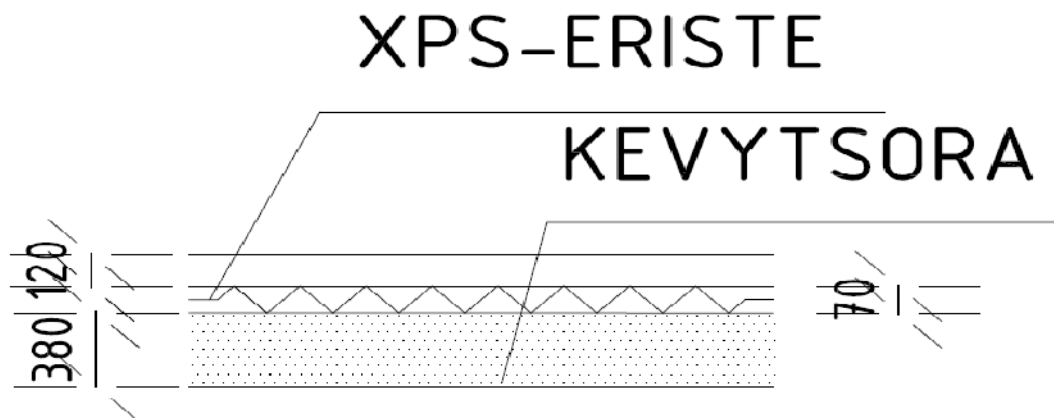
Anturoiden määrä [n]

$$n=B/k \qquad 10 \text{ kpl}$$
Anturoiden kokonaispinta-ala [A_a]
$$A_a = n \cdot A = 35 \text{ m}^2$$

Sisäalueen pinta-ala [A_s]

$$A_s = (B - 2m) * (D - 2m) - A_a = 649 \text{ m}^2$$
Reuna-alueen pinta-ala [A_r]
$$A_r = B * D - A_s - A_a = 116 \text{ m}^2$$


Kuva lämmöneristeet anturan kohdalla



Kuva lämmöneristeet laatan kohdalla

Sisäalue laatan kohta							
	λ (w/mK)	d(m)	R	U	Hinta (€/m ³)	Määrä (m ³)	kokonaishinta [€]
Rsi			0,17				
Rb			2				
Laatta	1,7	0,12	0,07				
Finnfoam	0,037	0,07	1,89		97,63	45,4	4436
Kevytsora	0,13	0,38	2,92		45,91	246,7	11324
Yhteensä			7,06	0,14			15760

laattavahvistuksen kohta							
	λ (w/mK)	d(m)	R	U	Hinta (€/m ³)	Määrä (m ³)	
Rsi			0,17				
Rb			2				
Laatta	1,7	0,4	0,24				
Finnfoam	0,037	0	0,00		97,63	0	0
Kevytsora	0,13	0,1	0,77		45,91	3,5	160
Yhteensä			3,17	0,32			160

Reuna-alue							
	λ (w/mK)	d(m)	R	U	Hinta (€/m ³)	Määrä (m ³)	
Rsi			0,17				
Rb			0,5				
Laatta	1,7	0,12	0,07				
Finnfoam	0,037	0,07	1,89		97,63	8,1	793
Kevytsora	0,13	0,38	2,92		45,91	44,1	2024
Yhteensä			5,56	0,18			2816

Yhdistetty U-arvo = 0,15 < U_{vaad} =0.16

Eristeiden hinta yhteensä = 18737 €

Lasketaan U-arvo koko alapohjalle käyttäen kompensatio periaatetta
Oletetaan seuraavat lähtöarvot

Halli, raskas katto, Lämmintila

Rakennuksen mitat

Kehäväli [k]= 4 m
korkeus [h]= 5 m
Jänneväli [J]= 10 m

pituus [B]= 40 m
Leveys [D]= 20 m

Liitteestä 1 näillä lähtötiedoilla saadaan anturan leveydeksi 2,3 m,
jolloin laattavahvistuksen pinta-ala on $2,3 \text{ m} \cdot 0,66 \cdot 2,3 \text{ m}$

Anturan pinta-ala [A]= $3,49 \text{ m}^2$

Lasketaan anturoiden kokonais pinta-ala

Anturoiden määrä [n]

$n = B/k = 10 \text{ kpl}$

Anturoiden kokonaispinta-ala [A_a]

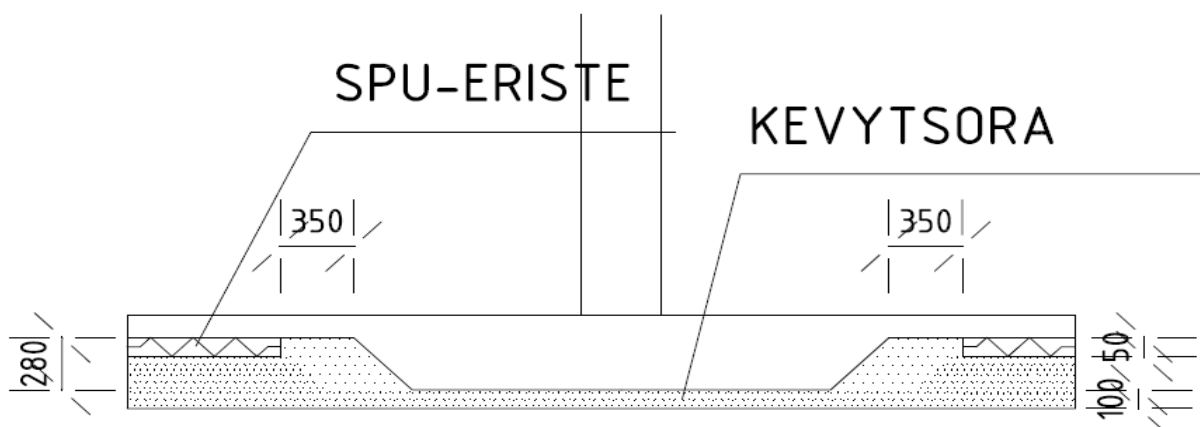
$A_a = n \cdot A = 35 \text{ m}^2$

Sisäalueen pinta-ala [A_s]

$A_s = (B - 2m) \cdot (D - 2m) - A_a = 649 \text{ m}^2$

Reuna-alueen pinta-ala [A_r]

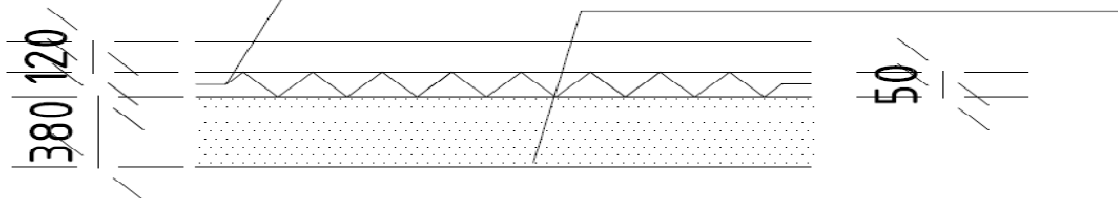
$A_r = B \cdot D - A_s - A_a = 116 \text{ m}^2$



Kuva lämmöneristeet anturoiden kohdalla

SPU-ERISTE

KEVYTSORA



Kuva lämmöneristeet laatan kohdalla

Sisäalue laatan kohta							
	λ (w/mK)	d(m)	R	U	Hinta (€/m ³)	Määrä (m ³)	kokonaishinta[€]
Rsi			0,17				
Rb			2				
Laatta	1,7	0,12	0,07				
SPU	0,026	0,05	1,92		297,4	32	9651
Kevytsora	0,13	0,38	2,92		45,9	247	11324
Yhteensä			7,1	0,1			20975

laattavahvistuksen kohta							
	λ (w/mK)	d(m)	R	U	Hinta (€/m ³)	Määrä (m ³)	
Rsi			0,17				
Rb			2				
Laatta	1,7	0,4	0,24				
SPU	0,026	0	0,00		297,4	0	0
Kevytsora	0,13	0,1	0,77		45,9	3	160
Yhteensä			3,2	0,3			160

Reuna-alue							
	λ (w/mK)	d(m)	R	U	Hinta (€/m ³)	Määrä (m ³)	
Rsi			0,17				
Rb			0,5				
Laatta	1,7	0,12	0,07				
SPU	0,026	0,05	1,92		297,4	6	1725
Kevytsora	0,13	0,38	2,92		45,9	44	2024
Yhteensä			5,6	0,2			3748

Yhdistetty U-arvo = 0,15 < $U_{vaad}=0.16$

Eristeiden hinta yhteensä = 24884 €

Lasketaan U-arvo koko alapohjalle käyttäen kompensatio periaatetta
Oletetaan seuraavat lähtöarvot

Halli, raskas katto, puolilämmintila

Rakennuksen mitat

Kehäväli [k]=	4 m		
korkeus [h]=	5 m	pituus [B]=	40 m
Jänneväli [J]=	10 m	Leveys [D]=	20 m

Liitteestä 1 näillä lähtötiedoilla saadaan anturan leveydeksi 2,3 m,
jolloin laattavahvistuksen pinta-ala on $2,3 \text{ m} \cdot 0,66 \cdot 2,3 \text{ m}$

Anturan pinta-ala [A]= 3,49 m²

Lasketaan anturoiden kokonais pinta-ala

Anturoiden määrä [n]

$n = B/k = 10 \text{ kpl}$

Anturoiden kokonaispinta-ala [A_a]

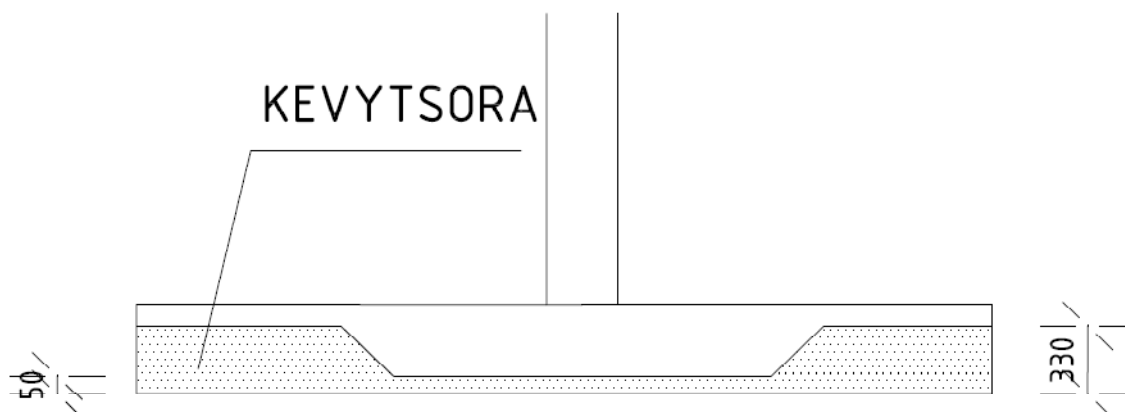
$A_a = n \cdot A = 35 \text{ m}^2$

Sisäalueen pinta-ala [A_s]

$A_s = (B - 2m) \cdot (D - 2m) - A_a = 649 \text{ m}^2$

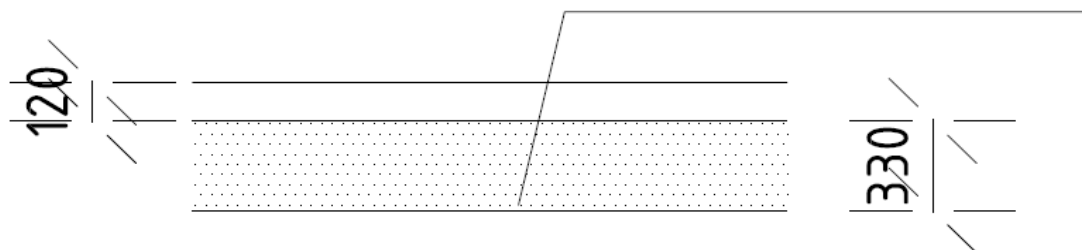
Reuna-alueen pinta-ala [A_r]

$A_r = B \cdot D - A_s - A_a = 116 \text{ m}^2$



Kuva lämmöneristeet anturoiden kohdalla

KEVYTSORA



Kuva lämmöneristeet laatan kohdalla

Sisäalue laatan kohta							
	λ (w/mK)	d(m)	R	U	Hinta (€/m ³)	Määrä (m ³)	kokonaishinta[€]
Rsi			0,17				
Rb			2				
Laatta	1,7	0,12	0,07				
Kevytsora	0,13	0,33	2,54		45,9	214	9834
Yhteensä			4,8	0,2			9834

laattavahvistuksen kohta							
	λ (w/mK)	d(m)	R	U	Hinta (€/m ³)	Määrä (m ³)	
Rsi			0,17				
Rb			2				
Laatta	1,7	0,4	0,24				
Kevytsora	0,13	0,05	0,38		45,9	2	80
Yhteensä			2,8	0,4			80

Reuna-alue							
	λ (w/mK)	d(m)	R	U	Hinta (€/m ³)	Määrä (m ³)	
Rsi			0,17				
Rb			0,5				
Laatta	1,7	0,12	0,07				
Kevytsora	0,13	0,33	2,54		45,9	38	1757
Yhteensä			3,3	0,3			1757

Yhdistetty U-arvo = 0,23 < $U_{vaad}=0.24$

Eristeiden hinta yhteensä = 11671 €